

JOSÉ LUIZ GONÇALVES BRANDI

**PREVISIBILIDADE E CONTROLE DE RECALQUES EM RADIERS SOBRE
SOLO MOLE**

**Dissertação apresentada como requisito
parcial à obtenção do grau de Mestre, pelo
curso de Pós-Graduação em Construção
Civil, Setor de Tecnologia, da Universidade
Federal do Paraná.**

Orientador: Prof. Dr. Ney A. Nascimento

CURITIBA

2004

TERMO DE APROVAÇÃO

JOSÉ LUIZ GONÇALVES BRANDI

PREVISIBILIDADE E CONTROLE DE RECALQUES EM RADIERS SOBRE SOLO MOLE

Dissertação aprovada como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre no Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

Orientador: Prof. Dr. Ney Augusto Nascimento
Programa de Pós-Graduação em Construção Civil – UFPR

Prof. Dr. Manoel Justino Filho
Pontifícia Universidade Católica do Paraná – PUCPR

Prof. Dr. Carlos de Sousa Pinto
Universidade Estadual de São Paulo – USP / SP

Curitiba, 24 de setembro de 2004

À Deus, aos meus pais Pascoal e
Lydia, à minha esposa Flávia
e aos meus filhos Pedro e Alice

AGRADECIMENTOS

Dedico meus sinceros agradecimentos:

- Ao meu competente orientador professor Dr. Ney Augusto Nascimento, pelo apoio, disposição, paciência e permanente entusiasmo;
- À minha co-orientadora professora Dra. Teresa Santana (UNL / FCT) pela disposição em apoiar este projeto;
- Ao professor Dr. Emanuel Maranha das Neves (IST / LNEC) pela amizade e colaboração essenciais à realização deste sonho;
- À Pontifícia Universidade Católica do Paraná pela cessão do sítio experimental, de forma especial à divisão de infra-estrutura nas pessoas dos engenheiros Edson T. Nachi e Marcelo Furukawa e também dos funcionários José Pedro da Silva e Samuel da Silva Oliveira por todo o apoio dedicado ao longo do experimento;
- Ao Centro Federal de Educação Tecnológica do Paraná, de forma especial ao Departamento Acadêmico de Construção Civil pela licença concedida à necessária dedicação ao projeto;
- À Universidade Federal do Paraná, de forma especial aos professores que ministram aulas no programa de pós-graduação em construção civil;
- Aos colegas professores Jorge Silka Pereira e Gilberto Gogola pelo imprescindível auxílio em modelagens e ensaios;
- Aos ex-alunos Eng. Rafael Knaut pela participação intensa, Tony Edson Fernandes pela colocação dos pinos de monitoramento e Leandro Rocha pelos desenhos finais;
- Ao ex-aluno, Eng. Luiz Ferreira de Oliveira Filho, um agradecimento especial pelo imprescindível apoio dedicado ao longo de todo o projeto;

- À minha colega Bárbara Villas Boas, pelos intensos e dedicados trabalhos desenvolvidos ao longo das filas....;
- À empresa Companhia de Cimento Rio Branco na pessoa do engenheiro e grande amigo Marcelo Fontoura Lass, pelas preciosas parcerias indicadas e integral apoio ao longo do projeto;
- À empresa Técnica Pré-Moldados Ltda. pelo empréstimo dos materiais necessários ao carregamento dos radiers;
- À empresa Engemix SA. pela pronta doação do concreto, essencial à execução dos radiers;
- À empresa JACP ME pela doação dos espaçadores de concreto;
- À empresa In Situ Geotecnia Ltda. pela cessão dos ensaios de CPT;
- À empresa Escoll engenharia de solos e concretos Ltda. pela cessão dos ensaios SPT;
- À empresa Topol Engenharia, Agrimensura e Topografia Ltda. pelos incansáveis controles de recalque realizados durante toda a fase experimental.

A todos os amigos que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho, muito obrigado.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	iv
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	x
LISTA DE QUADROS	xv
LISTA DE TABELAS	xvi
LISTA DE FIGURAS	xviii
RESUMO	xx
ABSTRACT	xxi
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 JUSTIFICATIVA	3
1.2 OBJETIVOS	5
1.3 HIPÓTESES	6
1.3.1 Hipótese principal	6
1.3.2 Hipóteses secundárias	6
1.4 LIMITAÇÕES DO TRABALHO	7
1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO	8
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	9
2.1 HISTÓRICO DAS FUNDAÇÕES	9
2.1.1 A mecânica dos solos na engenharia civil	9
2.1.2 Cronologia de desenvolvimento da mecânica dos solos	10
2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	13
2.2.1 Introdução	13
2.2.2 Programa de investigação	14
2.2.3 Processos de investigação do subsolo	15
2.3 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	16
2.4 FUNDAÇÕES DIRETAS	19
2.4.1 Conceito	19
2.4.2 Tipos e aplicações	19

2.4.3	Tipos de ruptura do solo na carga limite	20
2.4.4	Recalques na carga limite	22
2.4.5	Capacidade de carga admissível e limite	23
2.5	MÉTODOS PARA A PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA	24
2.5.1	Introdução	24
2.5.2	Teoria de Terzaghi	24
2.6	MÉTODOS PARA A PREVISÃO DE RECALQUES	27
2.6.1	Introdução	27
2.6.2	Recalques elásticos	29
2.6.3	Recalques por adensamento	40
2.7	INTERAÇÃO SOLO – ESTRUTURA	42
2.7.1	Introdução	42
2.7.2	Aspectos gerais	43
2.7.3	Recalques: estados limites e danos associados	45
2.8	MELHORAMENTO DE SOLOS	48
2.8.1	Introdução	48
2.8.2	Técnicas mais comuns	49
2.8.3	Técnica proposta	50
3	MÉTODO DE PESQUISA	63
3.1	PLANEJAMENTO E EXECUÇÃO	63
3.1.1	Introdução	63
3.1.2	Escolha do sitio experimental	64
3.1.3	Coleta de amostras indeformadas	65
3.1.4	Ensaio de campo	68
3.1.4.1	Normas técnicas	72
3.1.5	Ensaio de laboratório	73
3.1.5.1	Normas técnicas	75
3.1.6	Parametrização geotécnica	76
3.1.6.1	Caracterização física e classificação	77

3.1.6.2	Parâmetros de resistência	78
3.1.6.3	Parâmetros de compressibilidade	81
3.1.7	Dimensionamento dos radiers	82
3.1.7.1	Especificações do concreto e geometria adotada	82
3.1.7.2	Método de cálculo estrutural	83
3.1.8	Simulação computacional	83
3.1.8.1	Recalques calculados por simulação numérica	85
3.1.9	Construção dos radiers	87
3.1.9.1	Locação dos vértices e marcação do nível de referência	88
3.1.9.2	Execução das colunas de areia sob o radier nº 2	89
3.1.9.3	Escavação e execução dos gabaritos de madeira nivelados	92
3.1.9.4	Execução das ferragens e colocação dos espaçadores	92
3.1.9.5	Concretagem dos radiers	93
3.1.10	Pinos de monitoramento: projeto, construção e locação	94
3.1.10.1	Método de colocação dos pinos de monitoramento	97
3.1.11	Monitoramento e medição de recalques sem carregamentos	98
3.1.11.1	Método de controle topográfico	98
3.1.12	Aspectos gerais do carregamento	103
3.1.12.1	Tipos de carregamento	104
3.1.12.2	Fases do carregamento	104
3.1.12.3	Especificação dos blocos de carregamento	105
3.1.12.4	Primeiro carregamento no radier 1 com carga tipo 1.1	105
3.1.12.5	Segundo carregamento no radier 1 com carga tipo 1.2	107
3.1.12.6	Terceiro carregamento no radier 1 com carga tipo 2	108
3.1.13.7	Quarto carregamento no radier 1 com carga tipo 3	109
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	110
4.1	INTRODUÇÃO E ASPECTOS GERAIS	110
4.2	ANÁLISE E RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA	110
4.3	ANÁLISE E RESULTADOS DO EXPERIMENTO REAL	112

4.3.1	Recalques medidos durante o experimento	115
4.3.1.1	Carregamento no radier 1	115
4.3.1.2	Descarregamento do radier 1 e carregamento do radier 2	120
5	CONCLUSÕES	125
	REFERÊNCIAS	128
	APÊNDICE	136

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A	área da fundação
a_0	inverso do coeficiente de reação vertical k_v
A_r	índice de área
B	menor dimensão da fundação direta em planta
c	coesão do solo
c'	$2c/3$
C_c	índice de compressão do solo
C_s	índice de recompressão do solo
c_v	coeficiente de adensamento do solo
d	espessura do radier de concreto ou diâmetro da coluna de areia
D_1	diâmetro da placa ou radier de concreto
d_e	diâmetro equivalente da coluna de areia
D_f	profundidade de assentamento da fundação
E	módulo de elasticidade do concreto
e	índice de vazios do solo
e_0	índice de vazios inicial do solo
EI	rigidez da estrutura
E_{ed}	módulo de elasticidade do solo confinado
E_{gp}	módulo de elasticidade da coluna de areia
E_s	módulo de elasticidade do solo
E_u	módulo de elasticidade não drenado do solo
f_s	atrito lateral medido no cone
fck	resistência característica do concreto
FS	fator de segurança
f_{yk}	resistência característica do aço
G	módulo cisalhante do solo

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS (continuação...)

h_d	espessura da camada compressível
h_f	espessura do radier granular
HC	profundidade das colunas de areia
h	teor de umidade natural do solo
I	momento de inércia
l_{AB}	distância entre os ponto A e B
I_f	índice de forma da fundação
IC	índice de consistência do solo
I_{ij}	distância entre pontos i e j
IP	índice de plasticidade do solo
K	q_c/N
K'	coeficiente de rigidez estrutural
k_v	coeficiente de reação vertical ou de recalque do solo
k_{vf}	coeficiente de reação vertical da fundação
k_{vp}	coeficiente de reação vertical da placa de ensaio
L	maior dimensão da fundação direta em planta
LL	limite de liquidez do solo
LP	limite de plasticidade do solo
m_v	coeficiente de compressibilidade volumétrica do solo
N	valor do índice de resistência à penetração SPT
N_{SPT}	número de golpes no ensaio SPT
NC	número de colunas de areia
N_c, N_q, N_γ	fatores de capacidade de carga do solo
Q	carga vertical
Q_{adm}	carga vertical admissível na fundação
Q_u	carga vertical última na fundação

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS (continuação...)

q	sobrecarga devida à camada de solo sobre a base da fundação
q_0	carregamento uniforme no radier ou tensão na unidade celular
q_{gpi}	tensão média na meia altura de um elemento da coluna de areia
q_c	resistência de ponta medida no cone - CPT
q_u	resistência à compressão não confinada e não drenada
q_{si}	tensão média na meia altura da coluna de areia
q_0^*	tensão normalizada aplicada no radier granular
RCS	resistência à compressão simples
RDE	recalque diferencial específico (NBR 6122) ou distorção angular
RSA	razão de sobreadensamento
R_s	rigidez relativa
S	grau de saturação do solo
S_0 ou w_T	recalque total ($w_e + w_a$)
S_t	recalque do solo reforçado pela coluna granular
S_u	resistência ao cisalhamento não drenada
T	fator tempo
u	poro pressão
w	recalque
w_a	recalque por adensamento
w_{adm}	recalque admissível
w_b	recalque na placa de ensaio
w_B	recalque na fundação de lado B
w_e	recalque elástico
w_i	recalque inicial
w_{rup}	recalque na ruptura
W_s	módulo de compressibilidade do solo na recarga

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS (continuação...)

w_T	recalque total
Z_i	profundidade do centro do elemento “i”
ϕ	ângulo de atrito interno do solo
β	distorção angular ou recalque diferencial específico
β_{\max}	distorção angular máxima
α_{\max}	gradiente máximo entre dois pontos sucessivos
γ_s	peso específico aparente do solo seco
γ_{sub}	peso específico submerso do solo
α	razão E_s/q_c
γ	peso específico aparente do solo
γ_g	peso específico dos grãos do solo
γ_{nat}	peso específico aparente do solo natural
Δ	deflexão relativa
Δ/L	razão de deflexão
ΔW_T	diferença entre o recalque total entre dois pontos quaisquer
$\Delta w_{T(\max)}$	recalque diferencial máximo
$w_{T(\max)}$	recalque total máximo
Δh_i	espessura do elemento “i” na coluna de areia
ΔS_{gp}	deslocamento do elemento “i” na coluna de areia
ΔS_{si}	deslocamento do solo no entorno da coluna no elemento “i”
ε	deformação específica
μ	fator de redução de recalque
ν	coeficiente de Poisson
ω	rotação ou inclinação
σ'_{v0}	tensão efetiva geostática ou tensão vertical inicial no solo
$\Delta \sigma_s$	variação da tensão vertical aplicada no solo

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS (continuação...)

σ_a	pressão média aplicada pelo radier na profundidade média calculada por FADUN apud VELOSO (2002)
σ_f	pressão efetiva final no centro da camada
σ'_{av}	tensão inicial média na metade da altura da camada de solo
σ'_{vm}	tensão efetiva de pré-adensamento do solo
σ_{adm}	tensão admissível do solo
σ_{rup}	tensão de ruptura do solo ou capacidade de carga última
σ_s	Q/A
$\Delta\sigma_z$	acréscimo de tensão vertical no solo
σ_{0i}	tensão efetiva geostática na metade do elemento “i”
σ'_{vf}	tensão efetiva final
τ	tensão de cisalhamento
CPT	Cone Penetration Test
SPT	Standard Penetration Test
CEFET/PR	Centro Federal de Educação Tecnológica do Paraná
UFPR	Universidade Federal do Paraná
PUCPR	Pontifícia Universidade Católica do Paraná
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
SINDUSCON	Sindicato da Indústria da Construção Civil

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1.1 - ESTRUTURA DO TRABALHO	8
QUADRO 2.1 - IDENTIFICAÇÃO DAS VARIÁVEIS DO COEFICIENTE DE RIGIDEZ (K)	31
QUADRO 2.2 - MÉTODOS QUE USAM O SPT	36
QUADRO 2.3 - VALORES PROPOSTOS PARA A RELAÇÃO $K = q_c/N$	38
QUADRO 2.4 - MÉTODOS QUE USAM O CPT	38
QUADRO 3.1 - RESUMO DOS PROCEDIMENTOS DE AMOSTRAGEM	67
QUADRO 3.2 - DIRETRIZES PARA INSPEÇÕES GEOTÉCNICAS DE CAMPO	71
QUADRO 3.3 - NORMAS BRASILEIRAS PARA INVESTIGAÇÃO DE CAMPO	72
QUADRO 3.4 - NORMAS AMERICANAS PARA INVESTIGAÇÃO DE CAMPO	72
QUADRO 3.5 - DIRETRIZES PARA ENSAIOS DE LABORATÓRIO	74
QUADRO 3.6 - NORMAS BRASILEIRAS PARA ENSAIOS LABORATORIAIS	75
QUADRO 3.7 - NORMAS AMERICANAS PARA ENSAIOS LABORATORIAIS	75
QUADRO 3.8 - ENSAIOS DE LABORATÓRIO REALIZADOS	76
QUADRO 3.9 - MÉTODOS DE ANÁLISE COMPUTACIONAL	84
QUADRO 3.10 - DADOS GERAIS DAS COLUNAS DE AREIA	90

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 - APLICABILIDADE E UTILIDADE DE ENSAIOS DE CAMPO	18
TABELA 2.2 - RECALQUES w_{rup}	22
TABELA 2.3 - VALORES DE CÁLCULO	31
TABELA 2.4 - CLASSIFICAÇÃO E PARÂMETROS VIA CPT	39
TABELA 2.5 - EQUAÇÕES PARA OBTENÇÃO DE C_c (várias fontes)	41
TABELA 2.6 - RECALQUES E DISTORÇÕES	46
TABELA 2.7 - DISTORÇÕES ANGULARES LIMITES (r_{de})	47
TABELA 2.8 - RECOMENDAÇÕES DE VALORES LIMITES	47
TABELA 2.9 - VALORES NOMINAIS DOS PARÂMETROS DE ENTRADA	57
TABELA 2.10 - CARACTERÍSTICAS DO MOLELO CONSTRUÍDO	59
TABELA 2.10.1 - PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	60
TABELA 2.11 - VALORES DOS PARÂMETROS DE ENTRADA	60
TABELA 3.1 - RESUMO DO ENSAIO CPT*	70
TABELA 3.2 - CARACTERIZAÇÃO LAME ¹	78
TABELA 3.3 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA	79
TABELA 3.5 - PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE	81
TABELA 3.6 - ESPECIFICAÇÕES DOS RADIER	82
TABELA 3.7 - CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DA SIMULAÇÃO	85
TABELA 3.8 - RESUMO DOS RECALQUES E DISTORÇÕES	85
TABELA 3.9 - PRIMEIRA LEITURA DE REFERÊNCIA	101
TABELA 3.10 - SEGUNDA LEITURA DE REFERÊNCIA	102
TABELA 3.11 - TIPOS DE CARREGAMENTOS	104
TABELA 3.12 - PERÍODOS DE CARREGAMENTO	104
TABELA 3.13 - ESPECIFICAÇÕES DAS UNIDADES DE CARGA	105
TABELA 3.14 - RESUMO DA CARGA TIPO 1.1	105
TABELA 3.15 - RESUMO DA CARGA TIPO 1.2	107
TABELA 3.16 - RESUMO DA CARGA TIPO 2	108
TABELA 3.17 - RESUMO DA CARGA TIPO 3	109
TABELA 4.1 - RECALQUES OCORRIDOS NO RADIER 1	115
TABELA 4.2 - RECALQUES NO RADIER 1	119

LISTA DE TABELAS (continuação...)

TABELA 4.3 - DESCARREGAMENTO DO RADIER 1	120
TABELA 4.4 - CARREGAMENTO DO RADIER 2	120
TABELA 4. 5 - VALORES PROPOSTOS PARA k_v (MPa/m)	122
TABELA 4.6 - RESUMO COMPARATIVO DOS RECALQUES E DISTORÇÕES	123
TABELA 4.7 - RECALQUES POR ADENSAMENTO PARA $\sigma_s = 14,71$ kPa	124

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - ETAPAS E PROCESSOS DE RECONHECIMENTO	14
FIGURA 2.2 - PROCESSOS DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	15
FIGURA 2.3 - ENSAIOS E PARÂMETROS OBTIDOS EM LABORATÓRIO	17
FIGURA 2.4 – ASPECTOS GERAIS DO ENSAIO DE PLACA	18
FIGURA 2.4A – TIPOS DE RUPTURA: (a) GERAL, (b) LOCAL e (c) PUNÇÃO	21
FIGURA 2.5 - DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES E PERFIL DE RECALQUES	29
FIGURA 2.6 - TIPOS DE MOVIMENTOS	45
FIGURA 2.7 - TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DE SOLOS	49
FIGURA 2.8 - MODELOS UTILIZADOS	52
FIGURA 3.1 - LOCALIZAÇÃO DO SÍTIO EXPERIMENTAL	64
FIGURA 3.2 - IMAGENS DA ÁREA DE IMPLANTAÇÃO DOS RADIER	65
FIGURA 3.3 - POÇO DE AMOSTRAGEM	66
FIGURA 3.4 - CAIXAS DE AMOSTRAGEM E DETALHE DO RIO BELÉM	66
FIGURA 3.5 - PERFIS DE SONDAGEM SPT	68
FIGURA 3.6 - PERFIS DE SONDAGEM CPT	69
FIGURA 3.7 - CURVA GRANULOMÉTRICA	77
FIGURA 3.8 - CURVA DE RCS	79
FIGURA 3.8A - CURVA DE RCS	80
FIGURA 3.8B - CURVA DE RCS	80
FIGURA 3.9 - CURVA DE ADENSAMENTO (-1,5 m)	81
FIGURA 3.10 - SEÇÃO TRANSVERSAL DO RADIER	82
FIGURA 3.11 - CARACTERÍSTICAS DO SUBSOLO ADOTADAS NA SIMULAÇÃO	84
FIGURA 3.11A - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E RECALQUES NA CT-1	86
FIGURA 3.11B – DEFORMAÇÃO DO RADIER NA CT-1	86
FIGURA 3.12 - NÍVEL DE REFERÊNCIA	88
FIGURA 3.13 - EXECUÇÃO DAS COLUNAS DE AREIA	90
FIGURA 3.14 - EXECUÇÃO DAS COLUNAS E FERRAMENTAS UTILIZADAS	90
FIGURA 3.15 - CURVA GRANULOMÉTRICA	91
FIGURA 3.16 - PROJETO DAS COLUNAS DE AREIA	91
FIGURA 3.17 - PLATAFORMAS	92
FIGURA 3.18 - FERRAGENS E COLOCAÇÃO DE ESPAÇADORES	93
FIGURA 3.19 - CONCRETAGEM DOS RADIER	93

LISTA DE FIGURAS (continuação...)

FIGURA 3.20 - CORPO DE PROVA	94
FIGURA 3.21 - RADIER	94
FIGURA 3.22 - POSICIONAMENTO DOS PINOS	95
FIGURA 3.23 - PROJETO DA BASE FIXA	96
FIGURA 3.24 - DETALHE DO PINO DE MONITORAMENTO	96
FIGURA 3.25 - INSTALAÇÃO DOS PINOS DE MONITORAMENTO	97
FIGURA 3.26 - BENCH MARK	100
FIGURA 3.27 - LOCALIZAÇÃO DO BENCH MARK	100
FIGURA 3.28 - INSTRUMENTOS DE MEDIÇÃO	100
FIGURA 3.29 - CARGA TIPO 1.1	103
FIGURA 3.30 - PALETES E TRANSPORTE DOS PAVERS	106
FIGURA 3.31 - INÍCIO DO CARREGAMENTO TIPO 1.1 NO RADIER 1	106
FIGURA 3.32 - CARREGAMENTO PARCIAL TIPO 1.1 NO RADIER 1	106
FIGURA 3.33 - CARREGAMENTO TIPO 1.2 NO RADIER 1	106
FIGURA 3.34 - CARREGAMENTO TIPO 1.2 NO RADIER 1	107
FIGURA 3.35 - CARREGAMENTO TIPO 2 NO RADIER 1	108
FIGURA 3.36 - CARREGAMENTO TIPO 3 NO RADIER 1	109
FIGURA 4.1 - EVOLUÇÃO DOS RECALQUES CT-1	113
FIGURA 4.2 - EVOLUÇÃO DOS RECALQUES CT-1	113
FIGURA 4.3 - EVOLUÇÃO DOS RECALQUES CT-2	114
FIGURA 4.4 - EVOLUÇÃO DOS RECALQUES CT-2	114
FIGURA 4.5 - PERFIL FINAL DOS RECALQUES	118
FIGURA 4.6 - PERFIL FINAL DOS RECALQUES	119
FIGURA 4.7 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS ADOTADA	123

RESUMO

Esta dissertação de mestrado é parte de um projeto de pesquisa que se desenvolve no Programa de Pós-Graduação em Construção Civil da Universidade Federal do Paraná. Seu objetivo é tanto modelar radiers de fundação direta, construídos sobre solo mole, quanto comparar o comportamento teórico deles com dois protótipos construídos especialmente para isso. A principal idéia por trás deste estudo é justificar o uso dos radiers para habitações de baixo custo, um assunto muito importante no Brasil de hoje.

Além da construção, carregamento e monitoramento desses elementos, uma versão livre do programa de elementos finitos ELPLA 8.0 foi usada, visando a modelagem desejada, com o solo e a estrutura incluídos. Os dois protótipos dos radier foram cuidadosamente projetados, construídos e carregados durante aproximadamente 4 meses, tendo o perfil de subsolo local de argila mole sido avaliado a partir de ensaios in situ e de laboratório. Uma das duas estruturas foi apoiada sobre o solo mole em seu estado natural e a outra teve a contribuição de colunas de areia como reforço da argila mole.

Junto com as comparações envolvendo as previsões baseadas em parâmetros geotécnicos do solo e os recalques reais medidos topograficamente, foram feitas tentativas para avaliar a rigidez da estrutura submetida a um carregamento igual ao dobro do normalmente esperado. Vale mencionar que devido ao curto período de tempo envolvido e à falta de ensaios mais sofisticados de solos, a análise foi focada em recalques elásticos ou primários. Esta situação converge à prática comum da engenharia, especialmente em se tratando de projetos habitacionais para a população de baixa renda.

PALAVRAS-CHAVES: fundação, interação estrutura – solo, recalques.

ABSTRACT

This master's dissertation is part of a research project now under way at the Civil Construction Graduate Program of the Federal University of Paraná. Its objective is to model mat slabs direct foundation built over soft soil, as well as to compare their theoretical behavior with two prototypes constructed specifically for this paper. The main idea behind this study is to justify the use of mats for low cost housing units, a very important issue in Brasil nowadays.

Besides the construction, monitoring and loading of these elements, a freely available version of the Elpla 8.0 FEM code was also used, aiming at the modeling desired, with both soil and structure included. The two prototype slabs were carefully designed, built and loaded during approximately 4 months, having the local soft clay subsoil profile been evaluated through in situ and laboratory soil determinations. One of the two structures was supported by the soil in its natural state, and the other had the contribution of sand piles as a reinforcement to the soft clay.

Along with the comparisons between prediction based on theory-soil parameters and real settlements via topographic measurements, attempts were also made to judge the thin slab structures under about twice the normally expected loads. It is worth mentioning that due to the short period of time involved and the lack of more sophisticated soil testing, the analysis was focused on either elastic or primary settlements. This situation converges to the common engineering practice in Brazil nowadays, specially for low income housing projects.

KEY WORDS: foundation, soil - structure interaction, settlements.

1 INTRODUÇÃO

Este trabalho estuda o comportamento de estruturas de fundação do tipo radier plano apoiadas sobre solos moles. De forma específica, quanto aos recalques ocorridos pela aplicação de carregamentos compatíveis com habitações de interesse social. O capítulo abrange a justificativa pela escolha do tema, seus objetivos, hipóteses e faz uma abordagem geral sobre a importância de se estudar a interface solo-estrutura para as condições supra citadas, referindo-se também aos aspectos sociais e ambientais.

A dinâmica das construções e a sua interação com o meio ambiente tem sido amplamente estudadas há pelo menos cinco décadas (HOLANDA JR., 2002). Apesar disso, ainda são observadas patologias decorrentes dessa dinâmica e, sobretudo, das condições altamente variáveis em que são implantadas. De acordo com pesquisa realizada pelo Centre Scientifique et Technique de la Construcion¹ citada por THOMAZ (1989, p. 17), a maioria dos problemas patológicos analisados teve origem em falhas de projeto, sendo as fissuras, por exemplo, causadas pela deformabilidade das estruturas, movimentações térmicas e recalques diferenciais.

Com o crescimento desordenado das cidades e a conseqüente valorização de áreas nobres, a construção de habitações de interesse social tem se desenvolvido sobre terrenos muito compressíveis, sedimentos recentes e não consolidados, gerando patologias de natureza arquitetônica, funcional ou mesmo estrutural. O que fazer para evitá-las é sempre objeto de intensa preocupação no meio técnico e acadêmico (BARBOSA, 2004), sobretudo tendo em vista que as estruturas atuais estão mais deformáveis e a condição de interface entre processos construtivos, materiais e meio ambiente depende essencialmente de aspectos locais (NASCIMENTO, 2004, p. 17).

BURLAND e WROTH (1982, p. 3), resumem como principais razões ao problema dos movimentos nas edificações a tendência moderna no emprego de maiores vãos, maiores tensões admissíveis, maior fragilidade dos materiais de alvenaria e revestimento e maiores unidades estruturais.

¹ CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION. Pathologie du Batiment: humidité, décollement, fissuration et corrosion. CTSC Revue, Bruxelles, nº 1, 1979.

Sob o ponto de vista geotécnico, admite-se que um local tem as melhores condições para a implantação de uma obra quando o solo de fundação possuir adequada resistência ao corte, boa capacidade de carga, baixa compressibilidade e requisitos adicionais que atendam necessidades específicas. De fato, alguns locais possuem estas características embora a maioria destes já tenha suas áreas ocupadas. Assim, restam em maior número locais inadequados e, neste caso, os engenheiros precisam decidir entre adaptar projetos, melhorar as propriedades do solo ou mesmo abandonar o empreendimento em favor de um local com características de solo mais favoráveis (CERNICA, 1995, p. 83).

De todas as condições geotecnicamente desfavoráveis à implantação de habitações de interesse social, talvez a de maior importância seja a compressibilidade excessiva do solo, causa permanente de patologias primárias requerendo, via de regra, fundações com custos mais elevados. Por essa razão e a fim de combinar a visão geotécnica com o comportamento estrutural, decidiu-se enfocar esse problema a partir da construção de dois radiers, carregados adequadamente e cujos recalques foram medidos ao longo do tempo. Buscou-se, assim, verificar o desempenho e analisar a interação solo-estrutura na tentativa de viabilizar a utilização do radier como elemento de fundação de baixo custo, execução simples e com facilidade de repetição, consideradas as condições geotécnicas desfavoráveis aqui existentes.

A palavra “desempenho” é definida como o comportamento em uso do produto, caracterizando-se o fato de que esse deve apresentar certas propriedades para cumprir a função proposta, quando sujeito a determinadas influências ou ações durante a sua vida útil (GONÇALVES et al., 2004, p. 44). Dessa forma, refere-se a afirmação feita por HOLANDA JR. (2002, p.28) no sentido de que o processo de fissuração em alvenarias, elementos essenciais em habitações populares, é uma das causas mais freqüentes de falha em seu desempenho. Portanto e a fim de alcançar a utilidade pretendida, estudá-lo sob a influência dos recalques é objeto de grande preocupação neste projeto de pesquisa.

1.1 JUSTIFICATIVA

O fato de o Brasil ter uma área territorial de aproximadamente 7.000.000 km², segundo dados do IBGE (2004) com uma grande parte da população classificada como de baixa renda e ainda hoje absolutamente carente de habitação digna, justifica plenamente o presente estudo cujo foco principal é uma tentativa de auxílio para a solução do problema “fundação” em habitações de interesse social.

Alguns programas habitacionais públicos brasileiros realizam-se em áreas passíveis de apresentarem problemas para as fundações das residências, não raras vezes construídas quer sobre solos moles naturais, quer sobre aterros recentes sem adequada compactação, ou mesmo quando em circunstâncias concomitantes, evidenciando ainda mais a fundação como parte substancial do problema. Assim, decidiu-se enfocá-lo construindo-se protótipos de radiers sobre solo de baixo suporte e alta compressibilidade. Atendendo à recomendação da NBR 6122 (1996), que considera de especial interesse a observação das obras mediante instrumentação adequada no que se refere ao comportamento de suas fundações, os protótipos foram carregados e monitorados por rigoroso controle de recalques a partir de aparelhos topográficos de precisão.

Para fazer frente a um mercado cada vez mais competitivo, os programas de qualidade aplicados à indústria da construção civil são destinados à obtenção de avanços nos índices de produtividade, custos, durabilidade, segurança e conforto ambiental, buscando assim a geração de produtos com maior valor agregado e a conseqüente melhoria na qualidade de vida da população. (<http://www.sinduscon-pr.com.br/PBQP>, acesso em 10/03/2004)

Embora o custo de uma fundação bem projetada esteja em torno de 3% a 10% do valor da obra, segundo BRITO (1987), exceção feita aos casos especiais, seu valor absoluto pode representar altas quantias e, portanto, exigir atenção especial nas etapas de concepção, projeto, execução e fiscalização do empreendimento. No caso específico deste trabalho, existe um aspecto relevante sob o ponto de vista econômico que é viabilizar o elemento de fundação do tipo radier como piso da unidade

habitacional, de forma a gerar economia em obras de grande escala, tais quais são os conjuntos habitacionais chamados comumente de “populares”.

Sobre os aspectos sociais, segundo dados do IBGE (2004), o Brasil tem uma carência de aproximadamente seis milhões de moradias destinadas à população de baixa renda. O bom desempenho da fundação, como conjunto de elementos estruturais que fazem diretamente a interface da obra com o terreno (BOWLES, 1977, p. 1; BELL, 1985, p. 1), aumenta a durabilidade da unidade habitacional, diminuindo custos de manutenção e, portanto, tornando relevante e oportuna esta abordagem.

Quanto aos aspectos ambientais, sabe-se que as operações de infraestrutura para a implantação de um empreendimento habitacional, tais quais o preparo do terreno, a construção das redes de água e esgoto e também a execução das fundações são realizadas com a utilização de máquinas e equipamentos potencialmente poluentes do subsolo. Este trabalho também visa contribuir para a preservação ambiental à medida em que estuda a utilização de elementos de fundação direta do tipo radier, executados sem prévia escavação e diretamente sobre o solo mole. Nestas condições, admite-se que a geração, transporte e deposição de resíduos sólidos em outras áreas é mínima, sendo praticamente desnecessária a intervenção de máquinas para a sua execução.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo principal

Investigar a viabilidade de utilização de uma estrutura de concreto armado do tipo radier plano, executada e carregada sobre solo mole, como elemento de fundação para habitações de interesse social a partir da medição dos recalques ocorridos e da comparação com resultados de modelagens computacionais.

1.2.2 Objetivo secundário

Investigar a viabilidade de utilização de uma estrutura de concreto armado do tipo radier plano, executada e carregada sobre solo mole tratado superficialmente pela incorporação de colunas de areia, comparando seu desempenho relacionado aos recalques com o radier executado e carregado diretamente sobre o solo mole natural.

1.3 HIPÓTESES

1.3.1 HIPÓTESE PRINCIPAL

Para carregamentos dentro da faixa de valores correntes aplicados em habitações de interesse social, entre $7,5 \text{ kN/m}^2$ e 15 kN/m^2 , os recalques totais e diferenciais ocorridos e as distorções sofridas pelo elemento estrutural de fundação, provenientes da interação estrutura carregada – solo mole, serão compatíveis com a integridade estrutural e funcional da unidade habitacional construída.

1.3.2 HIPÓTESE SECUNDÁRIA

Para carregamento excêntrico, posicionado no quadrante, com valor de 30 kN/m^2 , e carga linear de 5 kN/m posicionada no perímetro externo, as distorções sofridas pelo elemento estrutural de fundação, provenientes da interação estrutura carregada – solo mole natural, serão incompatíveis com a integridade estrutural e funcional da unidade habitacional construída.

1.4 LIMITAÇÕES DO TRABALHO

Com relação às limitações inerentes ao trabalho, refere-se a citação feita por WOLF (1994) no sentido de "...make things as simple as possible but no simpler". HEMSLEY (2000), retrata a dificuldade em desenvolver projetos relacionados ao radier quando afirma:

The design of raft foundations undoubtedly represents one of the more difficult technical aspects of civil engineering practice. Until fairly recently, there was little alternative but to proceed on the basis of greatly simplifying assumptions combined with rudimentary analysis. But although many such designs were developed with remarkable success, the limitations of this traditional approach cannot be disregarded and often are unacceptable in modern practice

A efetiva utilidade da pesquisa aliada aos aspectos acima referidos, de certa forma justifica a abordagem realizada ao longo deste trabalho. As principais limitações encontradas durante o seu desenvolvimento e na procura por resultados com maior confiabilidade foram:

- O elevado custo para produzir experimentos em escala real;
- A impossibilidade financeira para atender às prescrições da NBR 6489 (1984) no sentido de produzir carregamentos de até 25 mm de recalque ou até atingir duas vezes a pressão admissível do terreno.
- A impossibilidade financeira para a realização de ensaios de prova de carga direta sobre o terreno de fundação, segundo a NBR 6489, base para correlações com experimentos em escala natural;
- A pouca quantidade de documentos encontrados sobre provas de carga realizadas em elementos de fundação do tipo radier no Brasil;
- A parametrização ótima do solo pelo pequeno número de ensaios realizados;
- Os parâmetros de resistência do solo obtidos a partir do ensaio de resistência à compressão simples (RCS);
- Os modelos de análises numéricas disponíveis no software ELPLA – versão Standard, que não abrangem a gama de métodos e possibilidades de análise existentes na literatura;

- As dificuldades temporais para medir recalques primários e secundários;
- As questões ambientais;
- A impossibilidade financeira de utilizar outras técnicas de amostragem indeformada e ensaios destinados à parametrização geotécnica do solo;

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está estruturado em cinco (5) capítulos, resumidos e apresentados em seus temas principais no Quadro 1.1.

Praticamente todas as suas bases conceituais foram estabelecidas em BRANDI e NASCIMENTO (2004), quando da realização do GEOSUL. A íntegra do artigo encontra-se no APÊNDICE, sugerindo-se a sua leitura, neste momento, a fim de facilitar a compreensão do texto, sobretudo quanto aos aspectos relacionados ao perfil geotécnico disponível, carregamentos adotados ou mesmo condições gerais do experimento.

QUADRO 1.1 – ESTRUTURA DO TRABALHO

CAPÍTULOS	NOME	DESCRIÇÃO SUCINTA
1	Introdução	Justificativa, objetivos, hipóteses e limitações.
2	Revisão Bibliográfica	Teorias para a previsão de capacidade de carga e compressibilidade em fundações diretas.
3	Método de Pesquisa	Construção, carregamento e medição de recalques nos radiers.
4	Análise dos Resultados	Previsão e desempenho: validação das hipóteses e comprovação dos objetivos.
5	Conclusões	Síntese do experimento e suas aplicações.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo faz uma revisão sobre os principais aspectos relacionados com a área geotécnica e sua história, de forma específica sobre conceitos, aplicações, tipos existentes e métodos para previsão de capacidade de carga e recalques em fundações diretas. Também analisa aspectos sobre a interação estrutura-solo, melhoramento de solos e faz uma abordagem direcionada sobre elementos de fundação do tipo radier.

2.1 HISTÓRICO DAS FUNDAÇÕES

2.1.1 A mecânica dos solos na engenharia civil

À engenharia civil cabe a missão de conceber, projetar e executar obras de forma segura e tanto quanto possível econômicas. Dos seus grandes grupos de abrangência, nomeadamente estruturas, hidráulica, geotécnica, transportes, ambiental e produção, virtualmente todos estão interessados nos conceitos da mecânica dos solos à medida em que a maioria dos empreendimentos utiliza o solo como material de fundação, eventualmente e de forma concomitante também como material de construção (LAMBE e WHITMAN, 1976; BOWLES, 1979).

Segundo TERZAGHI e PECK (1948) "*Soil Mechanics is the application of laws of mechanics and hydraulics to engineering problems dealing with sediments and other unconsolidated accumulations of solid particles produced by the mechanical and chemical disintegration of rocks regardless of whether or not they contain an admixture of organic constituent.*"

BOWLES (1977, p. 8) justifica a importância da mecânica dos solos na engenharia civil quando afirma não existir nenhum material de construção mais variável do que o solo, cujas propriedades são de difícil determinação tanto pela variabilidade quanto pelo estado da arte atual relativo aos métodos de amostragem e ensaio.

2.1.2 Cronologia de desenvolvimento da mecânica dos solos

Mesmo presente em quase todas as obras das quais se tem conhecimento, ainda tem-se a impressão de que a mecânica dos solos nasceu apenas em 1920, atingindo sua maturidade por volta de 1940. Por essa razão, apresenta-se a seguir a cronologia de alguns aspectos e fatos relevantes que marcaram o seu desenvolvimento até a metade do Século XX (MINEIRO, 1981, p. 3-7).

- 5.000 a 2000 AC: Palafitas ou estacarias de sustentação das povoações lacustres construídas no período neolítico nas regiões dos atuais países Suíça e Itália.
- 2700 AC: Construída no Egito a pirâmide de Quépos, com 150 m de altura.
- 1500 AC: Construção na China de diques de defesa contra as cheias dos rios.
- 484 a 460 AC: Heródoto e Hipócrates referiam-se às povoações lacustres florescentes no Lago Présias nos Bálcãs e a leste do Mar Negro.
- 221 a 207 AC: Construção das Muralhas da China (Great Wall of China).
- 1174 a 1350: Construção da Torre de Pisa (Leaning Tower of Pisa).
- 1312 a 1325: Nascimento da cidade do México, admirável realização primitiva do povo Asteca no campo das fundações.
- 1638: Galileu Galilei escreve as primeiras notas sobre o comportamento de maciços granulares.
- 1739: Bullet, Couple e Belidor apresentam fundamentos teóricos e cálculos para muros de arrimo.
- 1776: Coulomb publica trabalho clássico onde define o princípio básico da resistência ao corte dos solos. Desenvolve uma teoria correta para a estabilidade de muros de arrimo e dá os primeiros passos para o estudo da estabilidade de escavações, barragens de terra e aterros.
- 1802: Berigny inventa um processo de injeção em areias utilizando argila e lodo.
- 1811: Telford compreende empiricamente o princípio da consolidação de argilas.
- 1822: Cauchy aborda o estado de tensão e deformação em torno de um ponto no interior de um maciço terroso.

- 1829 a 1853: Encontrados vestígios de povoações lacustres nos Lagos de Zurique, Grok-Chai, Paleostrum e em outros da Ásia menor. Em seguida foram feitas descobertas semelhantes em lagos do leste da França e norte da Itália. Dos italianos proveio o termo palafita (povoações cercadas de água).
- 1838: Telford aplica a técnica de pré-carregamento em argila.
- 1840: Poncelet generaliza os métodos de Coulomb para o caso de muros de arrimo com paramento inclinado.
- 1841: Triger afunda um caixão de ar comprimido.
- 1852: Lamé retoma os estudos de Cauchy.
- 1852: Michoux sugere o processo de congelamento do solo.
- 1856: Darcy enuncia a lei de escoamento de água em meios porosos.
- 1856: Rankine apresenta à Royal Society of London trabalho relativo à estabilidade de maciços arenosos, onde aplica pela primeira vez as equações de equilíbrio interno de maciços homogêneos.
- 1867: Howkesly introduz a prática de injetar argamassa de cimento nas fundações em rocha de barragens.
- 1878: Boussinesq apresenta a solução matemática sobre a distribuição das tensões no interior de um sólido elástico semi-indefinido, homogêneo e isotrópico, sob a ação de uma carga vertical na superfície.
- 1883: Robert Stephenson, para a construção de um túnel, utiliza a técnica de rebaixamento do lençol freático através da execução de poços.
- 1904 a 1944: Construção do Palácio das Belas Artes na cidade do México.
- 1908: Atterberg torna-se conhecido pelos seus estudos sobre a plasticidade dos solos e suas classificações.
- 1913: Forma-se na Suécia a Comissão Geotécnica das Estradas de Ferro, onde pela primeira vez utiliza-se o termo “geotécnico”.
- 1914: Otto Mohr aplica ao caso de maciços terrosos a sua concepção de curvas envolventes dos estados de limite elástico e de ruptura de materiais.
- 1916: Hultin e Pettersons estudam as superfícies potenciais de escorregamento em maciços coerentes.

- 1917: Forchheimer desenvolve a utilização de linhas de corrente e equipotenciais para o estudo da percolação de água em meios porosos.
- 1918 a 1926: Fellenius aprofunda os métodos de estudo para o cálculo de estabilidade de maciços sujeitos a escorregamentos de superfície cilíndrica.
- 1916 a 1926: Também neste período, inventam-se métodos de amostragem indeformada de solo e o ensaio de penetração de cone para a avaliação grosseira da resistência ao corte das argilas. Compreende-se parcialmente o fenômeno de consolidação das argilas, cria-se o método $\sigma = 0$ para a análise de estabilidade de superfícies cilíndricas de deslizamento e investiga-se a capacidade de carga em estacas de atrito, isoladas e em grupo.
- 1925: Karl Terzaghi, professor em Viena, publica a sua excepcional obra “Eardbaumechanic auf Boden Physikalische Grundlage” (A Mecânica dos Maciços Terrosos Baseada na Física do Solo).
- 1930: Buisman, baseado nos trabalhos de Terzaghi, monta em Delft um laboratório de mecânica dos solos.
- 1934: Caquot e Kerisel publicam na França um tratado sobre mecânica dos solos, com importante contribuição à teoria dos empuxos de terra.
- 1936: Realiza-se na Universidade de Harvard a primeira conferência internacional de mecânica dos solos.
- 1940: Buisman publica um livro sobre o estado geral do conhecimento, dedicando-se aos problemas de adensamento de argilas. Constrói um penetrômetro simples e prático para estudos in situ das propriedades mecânicas do solo.

2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

2.2.1 Introdução

Dentre tantas atribuições, a engenharia geotécnica lida basicamente com a solução de problemas. Resolvê-los, passa tanto pelas fases de análise e compreensão efetiva dos fenômenos envolvidos quanto pela criação e adaptação de modelos à realidade (CERNICA, 1995, p. 83).

Também no caso da solução de problemas em fundações prediais, essencial se faz conhecer as propriedades e características do subsolo interessado antes que sejam tomadas quaisquer decisões de projeto técnico ou aplicação de teorias para resolvê-los (TERZAGHI e PECK, 1973, p. 285). Em face disso, a etapa de investigação adquire inexorável importância tendo como principais objetivos, segundo LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997, p.1), determinar a natureza, a seqüência, a disposição, os acidentes, as condições hidrológicas e todas as propriedades físicas e mecânicas de um terreno em que se vai realizar uma obra.

Enfatizando a dificuldade em atender a todos os objetivos da investigação, BRIAUD e JEANJEAN² citados por DECOURT (1995), encontraram dispersão superior a 100% entre os valores extremos obtidos a partir de ensaios SPT e CPT, realizados nos solos sedimentares do campo de provas da Universidade do Texas A&M.

Para MONTROYA, MESSEGUER e CABRÉ (1979), o projeto de fundação é um problema complexo, exigindo o conhecimento de muitas variáveis relacionadas ao terreno de implantação tais quais, sua granulometria, plasticidade, umidade natural, consistência e compacidade, resistência e compressibilidade, expansividade, agressividade e situação do nível d'água, além da necessidade de considerar a presença de possíveis galerias e tubulações existentes na região como também avaliar os efeitos em estruturas adjacentes, sempre de forma a garantir economia, segurança e funcionalidade permanentes da obra que sustenta.

² BRIAUD, J. L.; JEANJEAN, P. **Load Settlement Curve Method for Spread Footing on Sand**. Proc. ASCE Conference Settlement' 94, GSP n. 40, v. 2, p. 1774-1804, College Station, Texas, 1994.

2.2.2 Programa de investigação

O programa de investigação caracteriza-se pelo planejamento das ações destinadas à definição de todos os aspectos relacionados com a geologia e geotecnia locais, nomeadamente quanto às operações de amostragem, ensaios realizados in situ e no laboratório. De acordo com TERZAGHI e PECK (1973, p. 285), a amplitude desse programa é função das condições do solo e do tamanho do projeto. A Figura 2.1 mostra as principais etapas e processos de reconhecimento.

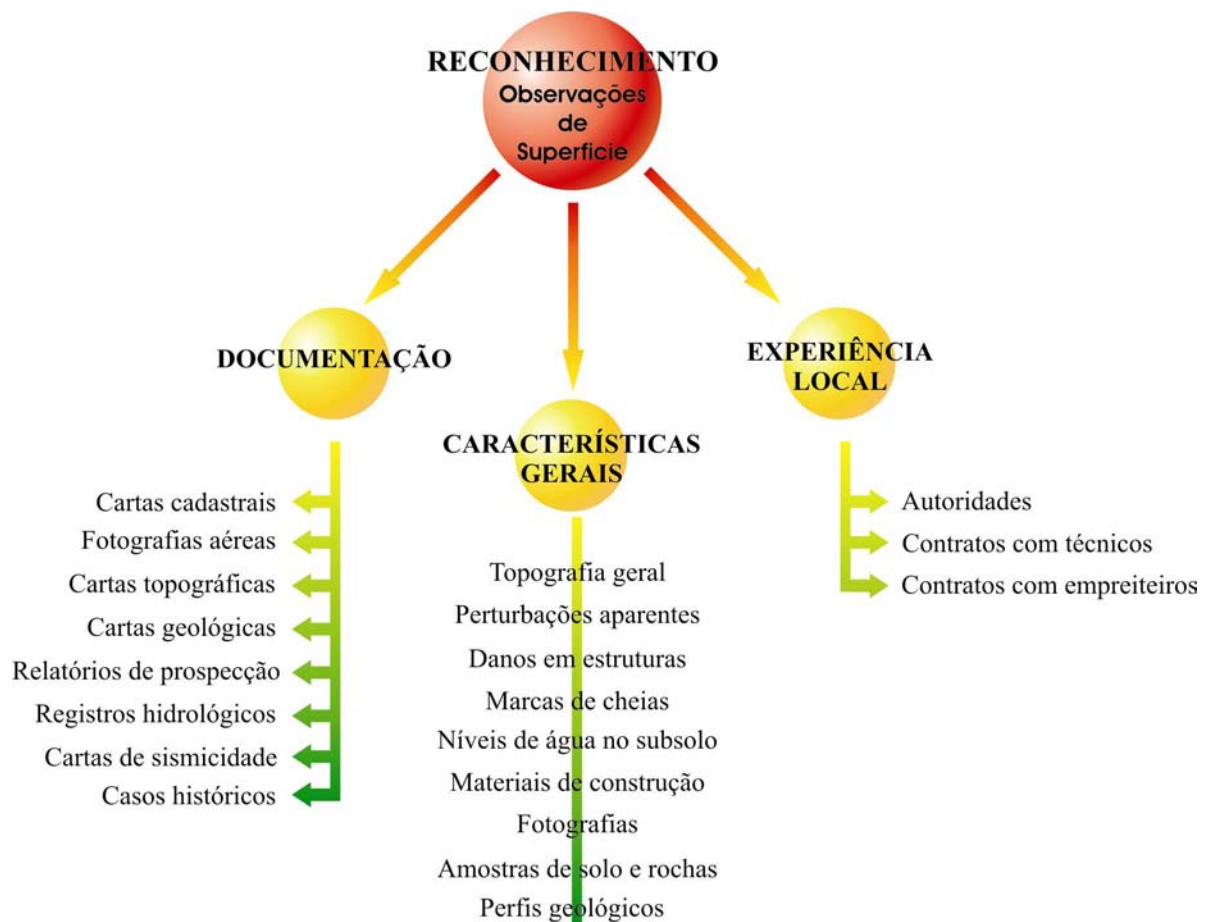


FIGURA 2.1 – ETAPAS E PROCESSOS DE RECONHECIMENTO

FONTE: Adaptada de MINEIRO (1981, v. 3, p. 3)

2.2.3 Processos de investigação do subsolo

Os métodos mais comuns de investigação do subsolo estão apresentados na Figura 2.2.

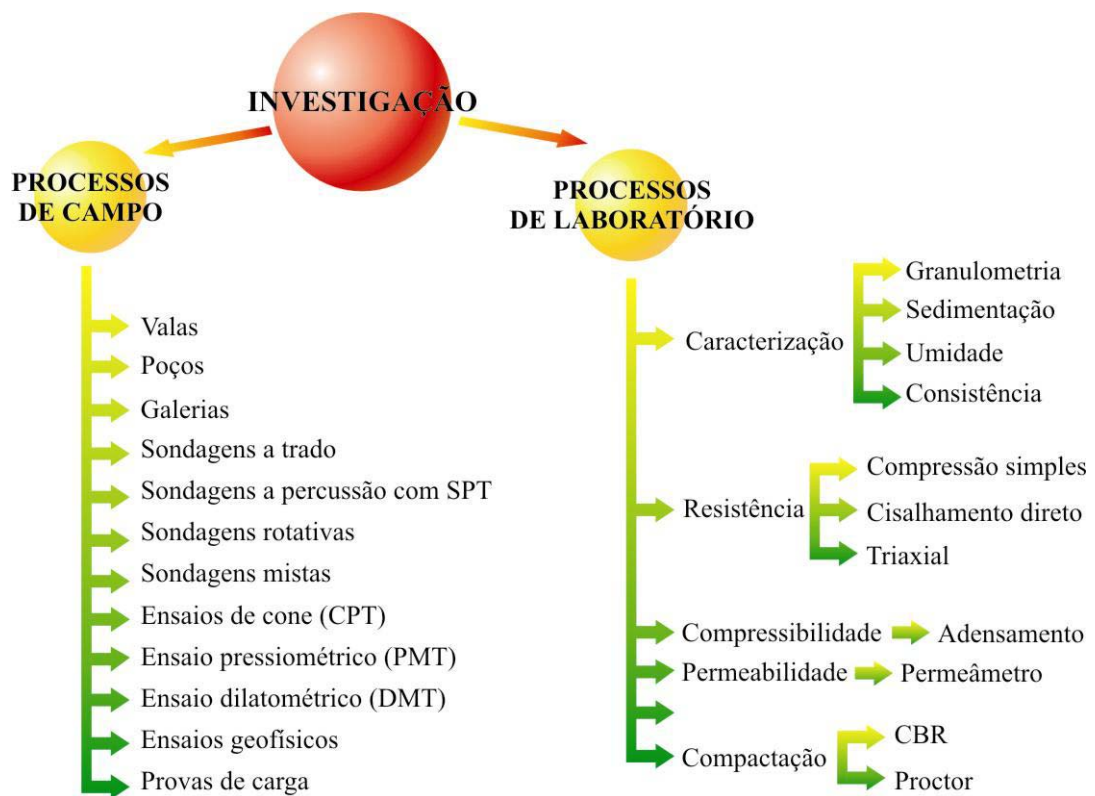


FIGURA 2.2 – PROCESSOS DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA
 FONTE: Adaptada de MINEIRO (1981, v. 3, p. 4)

2.3 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

BOWLES (1979), justifica a complexidade em avaliar as características do solo referindo-se a existência de extensas formações relativamente homogêneas ou mesmo variando consideravelmente em reduzidas dimensões.

BRZAKALA e PULA (1996), justificados pela variabilidade acima referida, reiteram a impossibilidade em obter informações absolutas e completas sobre parâmetros geotécnicos conferindo, portanto, especial importância à determinação das características físicas e mecânicas dos terrenos interessados.

Os métodos de análise, teóricos ou mesmo empíricos, são por essas largamente abastecidos e um grande número de proposições para obtê-las é encontrado na literatura. Mesmo assim e de forma especial no caso dos solos, muitas incertezas advêm da extrema dificuldade em atuar sobre amostras coletadas ou mesmo formações *in situ* que realmente representem o maciço envolvido. À heterogeneidade desse material, atribui-se muitas vezes uma grande parte do problema e parâmetros bem determinados apenas terão valor quando obtidos em condições realmente representativas (BOWLES, 1979).

As formas usuais para a obtenção de parâmetros geotécnicos combinam a realização de ensaios de campo e laboratório. A partir desses, informações diretas são obtidas ou mesmo correlacionadas a fim de gerarem novas informações. Através dessa interação ou trabalho conjunto, aliada a todas as especificidades existentes numa determinada obra, procuram-se atribuir valores ótimos a todas as variáveis de interesse, normalmente dentro de modelos simplificados (MAYNE; CHRISTOPHER; DeJONG, 2001). Em face disso, reforça-se a necessidade da realização de obras instrumentadas (NBR 6122, 1996), de forma a serem possíveis tanto ajustes nos métodos de análise quanto melhorias na base de informações disponíveis, mesmo que para locais e condições específicas.

Outras iniciativas, que não somente as tradicionais, tem sido tomadas para lidar com a grande dispersão de valores encontrada nos parâmetros de cálculo, assim como também para buscar modelos reológicos adequados ao solo. Referem-se, por exemplo, os trabalhos apresentados por FRANTZISKONIS e BREYESS (2002), onde

estudam e analisam a influência da variabilidade do solo nos recalques diferenciados das estruturas, HICHER e MICHALI (1996), propondo uma metodologia para identificar parâmetros em um modelo elasto-plástico baseados na interpretação de ensaios de campo e laboratório e FUNG e KAY (1998), que tratam as dificuldades e complexidades envolvidas no planejamento da exploração do solo para caracterização de suas propriedades a partir da implementação de um sistema especialista (expert system), auxiliar ao processo de investigação, denominado SEPS (Soil Exploration Planning System).

A Figura 2.3 refere-se aos ensaios correntes, seus respectivos parâmetros, e a Tabela 2.1 relaciona alguns ensaios de campo e parâmetros a partir de avaliação qualitativa.

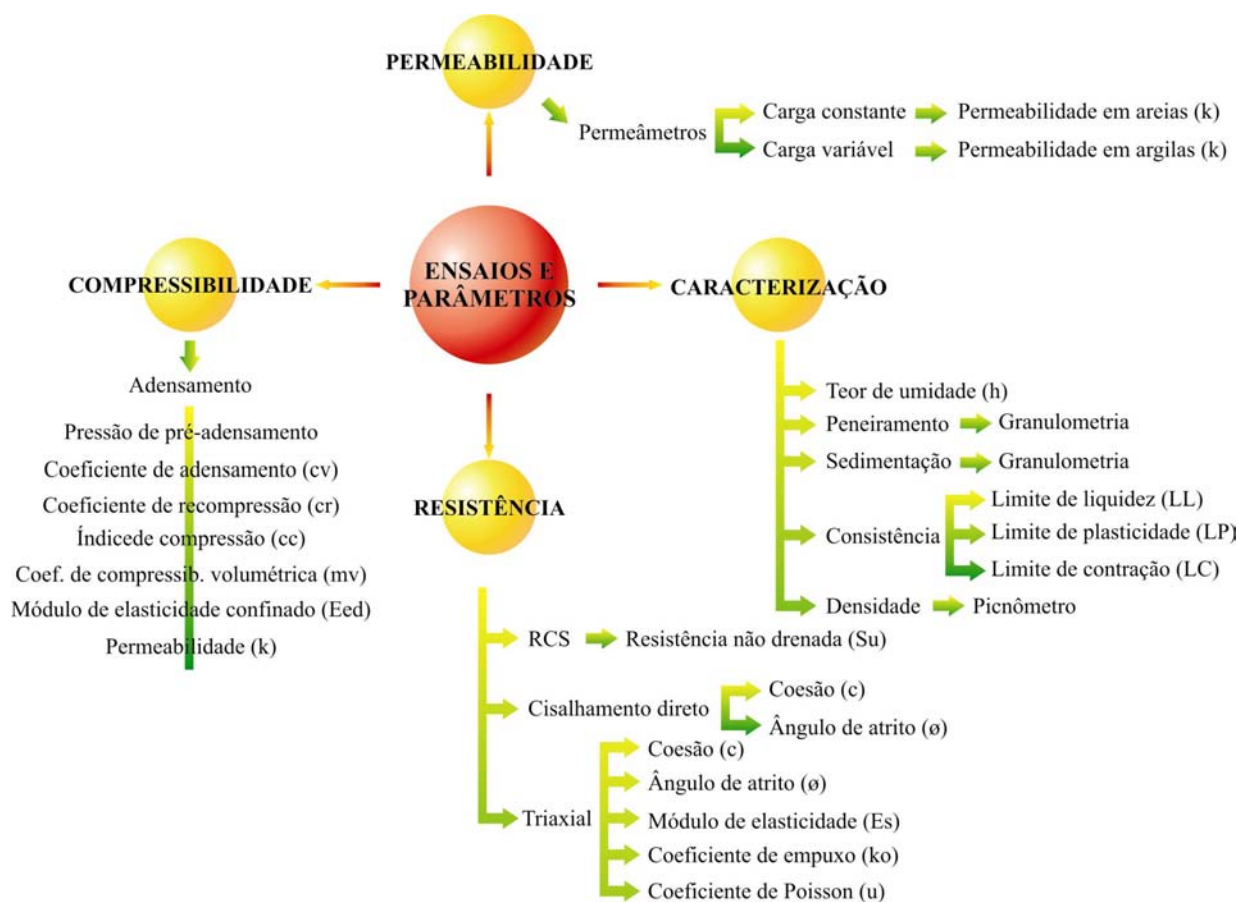


FIGURA 2.3 – ENSAIOS E PARÂMETROS OBTIDOS EM LABORATÓRIO
FONTE: Autor

TABELA 2.1 – APLICABILIDADE E UTILIDADE DE ENSAIOS DE CAMPO

Grupo	Técnica	Parâmetros do Solo												Tipo de Formação				
		T. Solo	Perfil	u	ϕ'	Su	ID	mv	cv	k	G_0	σ_h	OCR	σ - ϵ	Areia	Silte	Argila	Turfa
Penetrômetros	Elétrico (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-	A	A	A	A
	Piezcone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C	A	A	A	A
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B/C	B	C	A	A	A	A
	Standard penetration test (SPT)	A	B	-	B	C	B	-	-	-	C	-	C	-	A	A	A	A
Pressiômetro	Pressiômetro auto-perfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B	B	B	A	B
Outros	Ensaio de palheta (Vane Test)	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B	-	-	A	B
	Carga em placa	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B	B	A	A	A

FONTE: Adaptada de LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997, p. 3)

NOTAS: Aplicabilidade (A = alta; B = moderada; C = baixa; - = nenhuma).

Definição dos parâmetros do solo: u = poro pressão estática in situ; ϕ' = ângulo efetivo de atrito interno; Su = resistência não drenada ao cisalhamento; mv = módulo confinado; cv = coeficiente de adensamento; k = coeficiente de permeabilidade; G_0 = módulo de cisalhamento; σ_h = tensão horizontal; OCR = grau de pré-adensamento; σ - ϵ = relação tensão deformação; ID = densidade relativa.

A Figura 2.4 mostra os aspectos gerais de um ensaio de placa com as respectivas curvas teóricas oriundas das relações entre a carga e o recalque.

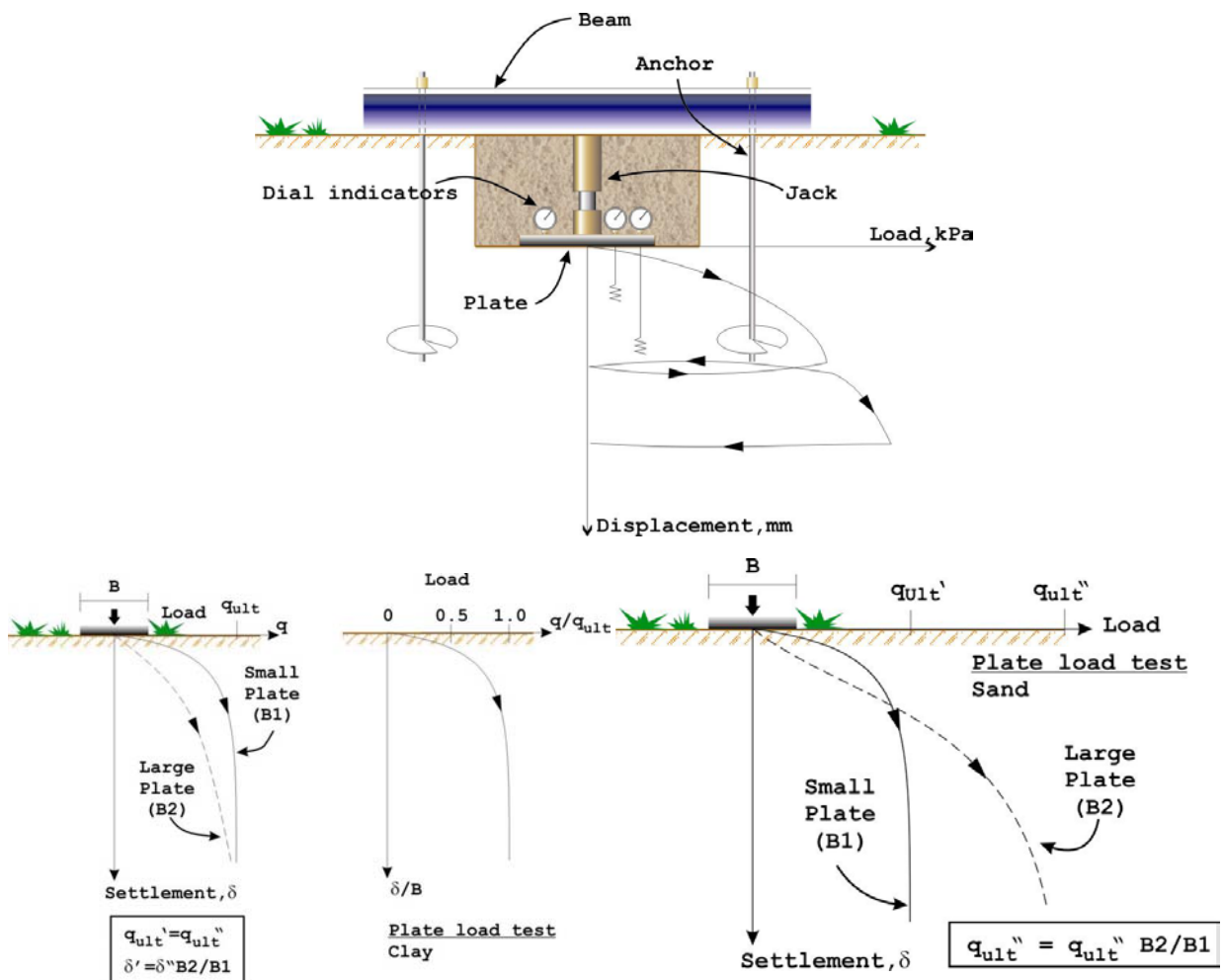


FIGURA 2.4 – ASPECTOS GERAIS DO ENSAIO DE PLACA

FONTE: Adaptada de BENGT B. BROMS - Geoforum – 2004

2.4 FUNDAÇÕES DIRETAS

2.4.1 Conceito

Segundo a NBR 6122 (1996), a fundação é considerada direta quando a carga é transmitida ao terreno predominantemente pelas pressões distribuídas sob a sua base. De acordo com VELLOSO e LOPES (2002), a distinção entre uma fundação direta e uma fundação profunda é feita segundo o critério de que esta tem um mecanismo de ruptura interno que atinge acima da base uma altura de duas vezes a sua menor dimensão. Por essa razão, a NBR 6122 (1996) adotou que fundação profunda é aquela cuja base esteja implantada em profundidade superior a duas vezes a sua menor dimensão e nunca inferior a três metros de profundidade. Segundo TERZAGHI³, citado por DAS, (1999, p. 2), a fundação é direta quando sua largura B é menor ou igual a sua profundidade de assentamento D_f ($B \leq D_f$).

2.4.2 Tipos e aplicações

Segundo a NBR 6122 (1996), os tipos mais comuns de fundações diretas são blocos, vigas, sapatas isoladas, associadas e corridas, e os radiers. Podem ser utilizadas em praticamente todos os tipos de obras desde que o solo suporte, sem rupturas e com deformações limitadas, as cargas provenientes da superestrutura.

Para carregamentos com grande excentricidade ou mesmo em situações hidrodinâmicas, onde a presença da água possa provocar erosão importante, essa solução poderá ser adotada considerando com maior rigor as condições supra citadas.

³ TERZAGHI, K. Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York, 1943.

2.4.3 Tipos e mecanismos de ruptura no solo

Todos os materiais se deformam quando sujeitos a algum tipo de carregamento. No solo, ao contrário dos materiais mais homogêneos tais como o aço e o concreto, as relações tensão-deformação não são bem definidas ou previsíveis. Nesse, a fase inicial da deformação é principalmente atribuída apenas à diminuição do índice de vazios dentro da formação terrosa. Com o acréscimo da carga, a deformação aumenta a uma taxa mais rápida e isso se deve tanto a continuada diminuição do índice de vazios quanto ao deslocamento lateral, juntamente com o deslocamento vertical. Com o incremento contínuo da carga, o estado de ruptura se define e o maciço rompe por cisalhamento (CERNICA, 1995, p. 114-116).

Se uma fundação direta está assente sobre areias densas ou argilas rijas e é submetida a uma carga vertical crescente Q , a pressão $\sigma_s = Q/A$ (A = área da fundação) cresce e há um incremento no recalque w . De acordo com VELLOSO e LOPES (2002, p. 71), para pequenos valores da carga Q os recalques w lhes serão proporcionais. É a fase elástica, onde os recalques são reversíveis, havendo uma estabilização no tempo. Segundo DAS (1999, p. 3), quando essa pressão σ torna-se igual a pressão limite σ_{rup} , o recalque é w_{rup} e o solo que sustenta a fundação sofre uma súbita ruptura por cisalhamento. Nessa etapa, ainda segundo VELLOSO e LOPES (2002), os recalques tornam-se irreversíveis e, para um valor crítico da pressão, ocorre um processo de recalque progressivo, mesmo com a constância da pressão crítica aplicada, até a ruptura do solo. Esse tipo é chamado de ruptura por cisalhamento geral e σ_{rup} a capacidade de carga ou iminência de ruptura.

Admitindo a mesma situação acima descrita e considerando que o solo de suporte tem características de areias ou argilas de médias compactidade ou consistência, respectivamente, a ruptura será chamada de ruptura por cisalhamento local.

Para o caso de areias fofas ou argilas moles, a ruptura será chamada de ruptura de cisalhamento por punção. Na ruptura geral, está claramente definido o valor de pico na curva carga-recalque, diminuindo bruscamente a pressão após o recalque w_{rup} . Na ruptura local, a intensidade da pressão σ_s cresce acima de $\sigma_s = \sigma'_{rup}$, a qual é

chamada de primeira pressão de ruptura. A partir desse momento, o acréscimo de carga Q torna íngreme e irregular a curva carga-recalque, com a gradual progressão da superfície de ruptura no solo. Quando a pressão σ_s tornar-se igual a σ_{rup} , a superfície de ruptura ascende à superfície do terreno. Como principal diferença ao caso da ruptura geral, aqui a carga de ruptura dificilmente é observada. Na ruptura por punção, e tal como no caso da ruptura local, o valor da carga de pico não é observado. Assim, ainda segundo DAS (1999, p. 4), a capacidade de carga limite é definida como o ponto onde $\Delta w/\Delta \sigma_s$ torna-se grande e quase constante após isso. A superfície de ruptura não ascende à superfície do terreno.

De acordo com DAS (1999, p. 5), a natureza da ruptura do solo na carga limite é uma função de vários fatores tais como a resistência e compressibilidade relativa do solo, a profundidade de assentamento da fundação (D_f) em relação à sua largura (B) e também a relação entre suas dimensões em planta (B/L). Segundo VELLOSO e LOPES (2002, p.73), a ruptura local é uma espécie de transição entre a ruptura geral e punção na medida em que o modelo é bem definido apenas imediatamente abaixo da fundação. Há uma tendência de empolamento do solo nos lados da fundação mas as superfícies de ruptura terminam dentro do maciço, sem atingir a superfície do terreno. Ainda segundo VELLOSO e LOPES (2002, p. 74), se o solo for praticamente incompressível, com finita resistência ao cisalhamento, a ruptura será geral. Caso contrário, será por punção.

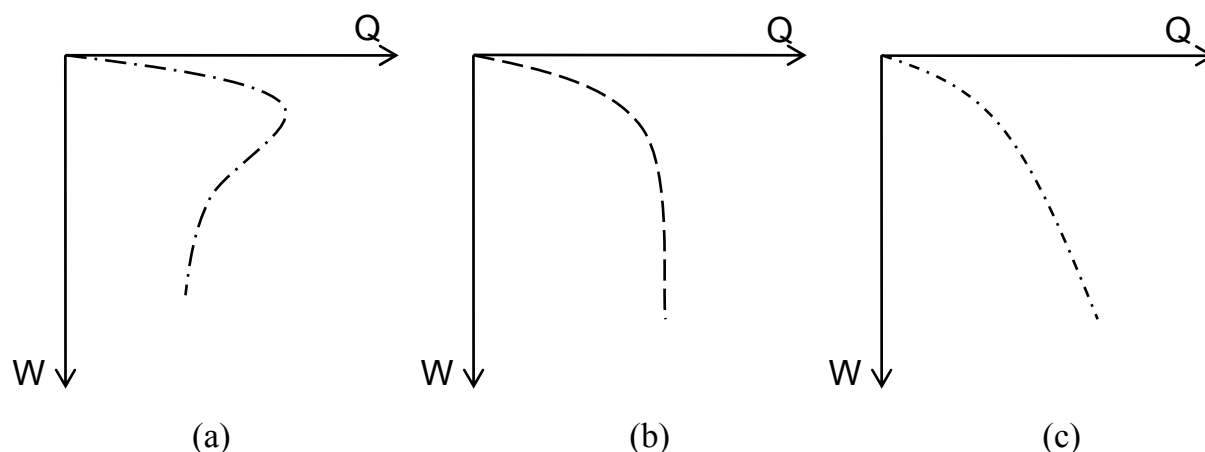


FIGURA 2.4A – TIPOS DE RUPTURA: (a) GERAL, (b) LOCAL e (c) PUNÇÃO
FONTE: Adaptada de VELLOSO e LOPES (2002, p. 73)

2.4.4 Recalques na carga limite

Os recalques na carga limite são muito inconstantes e dependem de vários fatores. A partir de ensaios laboratoriais realizados em modelos sobre areias, admitidas as condições de $D_f/B = 0$, VESIC⁴, citado por DAS (1999, p. 6), considera que para uma dada fundação o decréscimo de sua densidade relativa resulta em acréscimo do recalque na carga limite. Outros resultados de ensaios, realizados em campo e laboratório, apresentam uma gama de valores w_{rup} para solos arenosos e argilosos, sendo resumidos na Tabela 2.2 (DAS, 1999, p. 6).

TABELA 2.2 – RECALQUES w_{rup}

Solo	D_f/B	W_{rup}/B (%)
Areia	0	5 a 12
Areia	Grande	25 a 28
Argila	0	4 a 8
Argila	Grande	15 a 20

Ainda em relação aos recalques, a NBR6489 (1984) recomenda que na prova de carga um dos critérios de parada seja a limitação do recalque em 25 mm. Com o diâmetro de 80 cm, recomendado para a placa rígida carregada com área mínima de $0,5 \text{ m}^2$, o recalque na ruptura calculado para fundação à superfície sobre solo argiloso, no limite inferior da Tabela 2.2, é de 32 mm. Este valor está razoavelmente em acordo com o proposto pela referida norma. Para esse exemplo, tomou-se o limite inferior da tabela já que, provavelmente, o limite superior foi proveniente de ensaios em escala maior.

⁴ VESIC, A. S. Bearing capacity of deep foundations in sand. Highway Res. Rec. 39, National Research Council, Washington, D.C., 112, 1963.

2.4.5 Capacidades de carga última e admissível

Para que uma determinada fundação desempenhe sua condição ótima de suporte, deve-se assegurar que a pressão na interface estrutura-solo não exceda um valor limite, de forma a causar a ruptura do solo por cisalhamento. Considerando as incertezas na determinação dos parâmetros resistentes do solo, a capacidade de carga admissível (σ_{adm}) pode ser obtida pela relação entre a pressão de ruptura (σ_{rup}) e o fator de segurança FS, conforme a Equação 2.1.

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rup}}{FS} \quad (2.1)$$

O valor do fator de segurança global (FS) recomendado pela NBR 6122 (1996) é igual a 3. Porém, baseados na limitação dos recalques, existem outros aspectos que devem ser levados em conta na fixação da pressão admissível (σ_{adm}). Em função dos tipos de carregamento, rigidez relativa e características do subsolo, os recalques variam tanto na forma quanto na intensidade. Por essas razões, muitos códigos de construção indicam recalques limites para uma determinada fundação, os quais podem ser inferiores aos correspondentes às referidas pressões. Dessa maneira, o estabelecimento da pressão admissível em projetos geotécnicos deverá levar em conta a interdependência entre a pressão admissível e o respectivo recalque a ela associado, para cada tipo de obra ou projeto (DAS, 1999, p. 8).

2.5 MÉTODOS PARA A PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

2.5.1 Introdução

De acordo com CERNICA (1995, p. 113), o engenheiro de fundações é sempre colocado frente à necessidade de determinar uma adequada pressão admissível, com as restrições previstas para os recalques, além de manter o menor custo possível para a solução.

O estado de ruptura do solo foi amplamente estudado nos últimos cinquenta anos e várias teorias de capacidade de carga foram propostas para estimá-lo em fundações diretas. A seguir apresenta-se de forma resumida a teoria que primeiro tratou racionalmente o assunto, dando origem às contribuições posteriores tais como MEYERHOF (1951), HANSEN (1961), BALLA (1962), DE BEER (1970) e VESIC (1973).

2.5.2 Teoria de Terzaghi

Segundo TERZAGHI⁵, citado por VELLOSO e LOPES (2002, p. 75), uma fundação direta é aquela cuja largura $2B$ é igual ou maior que a profundidade D_f da sua base. Atendida esta condição, pode-se desprezar a resistência ao cisalhamento do solo acima do nível de assentamento da fundação, substituindo-o por uma sobrecarga expressa por $q = \gamma D_f$, sendo γ o peso específico do terreno.

⁵ TERZAGHI, K. Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York, 1943.

A determinação da capacidade de carga de uma fundação corrida rígida, de base rugosa, apoiada em uma camada de solo homogênea e estendida à grande profundidade, consideradas propriedades tais como: coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e densidade (γ) do solo, é obtida pela Equação (2.2).

$$\sigma_{rup} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} + \gamma D_f N_q + c N_c \quad (\text{ruptura geral}) \quad (2.2)$$

onde N_{γ} , N_q e N_c são fatores de capacidade de carga calculados pelas Equações (2.3), (2.4) e (2.5).

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan(\phi)}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (2.3)$$

$$N_c = \cot(\phi) \left(N_q - 1 \right) \quad (2.4)$$

$$N_{\gamma} = \frac{1}{2} K_{py} \tan^2(\phi) - \frac{\tan(\phi)}{2} \quad (2.5)$$

Para a determinação da capacidade de carga em fundações quadradas ou circulares, TERZAGHI (1943) propôs as Equações (2.6) e (2.7), respectivamente.

$$\sigma_{rup} = 0,4\gamma B N_{\gamma} + \gamma D_f N_q + 1,3c N_c \quad (2.6)$$

$$\sigma_{rup} = 0,3\gamma B N_{\gamma} + \gamma D_f N_q + 1,3c N_c \quad (2.7)$$

Para ruptura local, em fundações corridas ($B/L = 0$), quadradas ($B = L$) e circulares ($B = \text{diâmetro}$), propôs as Equações (2.8), (2.9) e (2.10), respectivamente.

$$\sigma_{\text{rup}} = \frac{1}{2} \gamma B N'_{\gamma} + \gamma D_f N'_{\text{q}} + c' N'_{\text{c}} \quad (2.8)$$

$$\sigma_{\text{rup}} = 0,4 \gamma B N'_{\gamma} + \gamma D_f N'_{\text{q}} + 1,3 c' N'_{\text{c}} \quad (2.9)$$

$$\sigma_{\text{rup}} = 0,3 \gamma B N'_{\gamma} + \gamma D_f N'_{\text{q}} + 1,3 c' N'_{\text{c}} \quad (2.10)$$

onde $c' = 2c/3$, N'_{γ} , N'_{q} e N'_{c} são fatores de capacidade de carga modificados e que podem ser obtidos substituindo-se (ϕ) por $\phi' = \tan^{-1}[0,67 \tan(\phi)]$ nas Equações (2.3), (2.4) e (2.5).

BOWLES (1977, p. 115) considera inadequada a redução dos parâmetros “c” e “ ϕ ” proposta por TERZAGHI. Observa que a condição de ruptura local está associada a um prévio e considerável movimento vertical do solo e que, por essa razão, a redução no valor da capacidade de carga seria tão grande que o solo seria conduzido a uma condição de ruptura geral.

2.6 MÉTODOS PARA A PREVISÃO DE RECALQUES

2.6.1 Introdução

O recalque, como movimento vertical resultante da diminuição de volume do solo produzida por acréscimos de pressão induzidos pela fundação, é normalmente classificado em função do tempo de ocorrência tendo, sua forma e intensidade, grande importância no desempenho das edificações (BOWLES, 1979; BURLAND; WROTH, 1982; CERNICA, 1995). Portanto, como elementos essenciais ao projeto da fundação, inúmeras propostas tem sido desenvolvidas por engenheiros e pesquisadores para a sua análise. Algumas são baseadas em abordagens analíticas embora, segundo WANG, THAM e TSUI (2002, p. 409), não seja fácil aplicá-las na solução de problemas práticos além dessas não serem prontamente disponíveis. Sobre análises que utilizam elementos finitos, considera que podem ser usados para modelar a interação entre estrutura-solo embora o número de requisitos desconhecidos possa tornar-se grande, de forma especial devido às malhas tridimensionais necessárias para modelar a fundação com extensão infinita. A fim de prover soluções mais práticas e eficientes, diferentes modelos para a fundação tem sido propostos. O mais simples é o modelo de Winkler onde a rigidez da fundação é representada por molas com rigidez adequada. Embora simples e conveniente, a deficiência do modelo é bem conhecida pela falta de interação entre as molas.

Além das maneiras tradicionais de tratar a questão dos recalques, tais como aplicações da teoria da elasticidade e adensamento, outras utilizam análises probabilísticas. BRZAKALA e PULA (1996) propõem uma análise numérica baseada no método dos elementos finitos estocástico (SFEM), destinada a avaliar recalques em fundações diretas submetidas à flutuações aleatórias tanto das cargas aplicadas quanto das propriedades de compressibilidade do subsolo, dentro de um modelo elástico linear. De acordo com os autores, análises mais sofisticadas introduzem a probabilidade de ruptura como uma medida de segurança, aqui considerada como qualquer excesso na capacidade de carga ou recalque admissível. NOUR, SLIMANI e LAOUAMI (2002) apresentam um método para analisar estatisticamente recalques de fundação via

elementos finitos. Por considerar que a dispersão observada nos dados do solo, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, tem origem na variabilidade espacial e que abordagens determinísticas são inadequadas, propõem o uso de técnicas probabilísticas a fim de analisar as influências da dispersão no comportamento global da estrutura.

“A previsão de recalques é um dos exercícios mais difíceis da Geotecnia e o resultado dos cálculos, por mais sofisticados que sejam, deve ser encarado como uma estimativa”.(VELLOSO; LOPES, 2002, p. 111)

De acordo com BJERRUM⁶, citado por BURLAND e WROTH (1982, p. 2), o engenheiro tem basicamente dois problemas na concepção de projetos em relação aos recalques. Em primeiro lugar tem que avaliar os recalques diferenciais admissíveis que ele supõe que a estrutura possa suportar e em segundo lugar, tem que prever quais valores de recalques diferencial e total podem ser esperados. BURLAND e WROTH (1982, p. 2) referindo-se à dificuldade em tratar questões relacionadas aos recalques admissíveis e a interação solo-estrutura, na medida em que compõem o problema global de funcionalidade e interação estrutural, consideram como razões principais:

1. A funcionalidade é muito subjetiva e depende tanto da finalidade do edifício quanto da reação dos usuários.
2. As edificações variam muito de uma para outra, tanto em conceito geral quanto em detalhes, o que torna mais difícil a elaboração de diretrizes com respeito aos movimentos admissíveis.
3. Edificações, incluindo fundação, raramente comportam-se conforme projetadas porque os materiais de construção apresentam propriedades diferentes daquelas adotadas em projeto. Além disso, uma análise “global” incluindo o terreno e a alvenaria seria extremamente complexa e ainda conteria um certo número de hipóteses questionáveis.

Em virtude da necessária fundamentação ao experimento proposto e realizado, a seguir estão apresentados alguns aspectos conceituais e metodológicos relacionados à difícil tarefa de compreender e prever recalques.

⁶ BJERRUM, L. Discussion. Proc. European Conf. On Soil Mech. and Found. Eng., Wiesbaden, V. III, p. 135, 1963.

2.6.2 Recalques elásticos

Recalques elásticos ou imediatos são causados pela deformação de solos secos, úmidos ou saturados sem qualquer mudança no teor de umidade (DAS, 1999, p. 184). Normalmente ocorrem logo após ou mesmo simultaneamente à aplicação do carregamento e processam-se com maior ou menor velocidade em função do tipo de solo (CERNICA, 1995, p.54).

Qualquer discussão sobre recalques elásticos em fundações diretas, passa pela compreensão dos conceitos fundamentais e das diferenças entre uma fundação flexível e uma fundação rígida. Quando uma fundação direta considerada flexível, apoiada sobre um meio elástico e predominantemente argiloso, está submetida a uma carga uniformemente distribuída, a pressão de contato será uniforme. Nesse caso, o recalque é maior no centro ao contrário de uma fundação similar, apoiada sobre solo granular, onde o recalque é maior nas extremidades, mantida a uniformidade da pressão de contato. Esse fato deve-se à falta de confinamento existente nessa situação. Caso a fundação seja considerada rígida, em meio elástico ou granular, o recalque permanece o mesmo em todos pontos, variando porém a pressão de contato (DAS, 1999, p. 195). A Figura 2.5 ilustra os aspectos acima referidos.

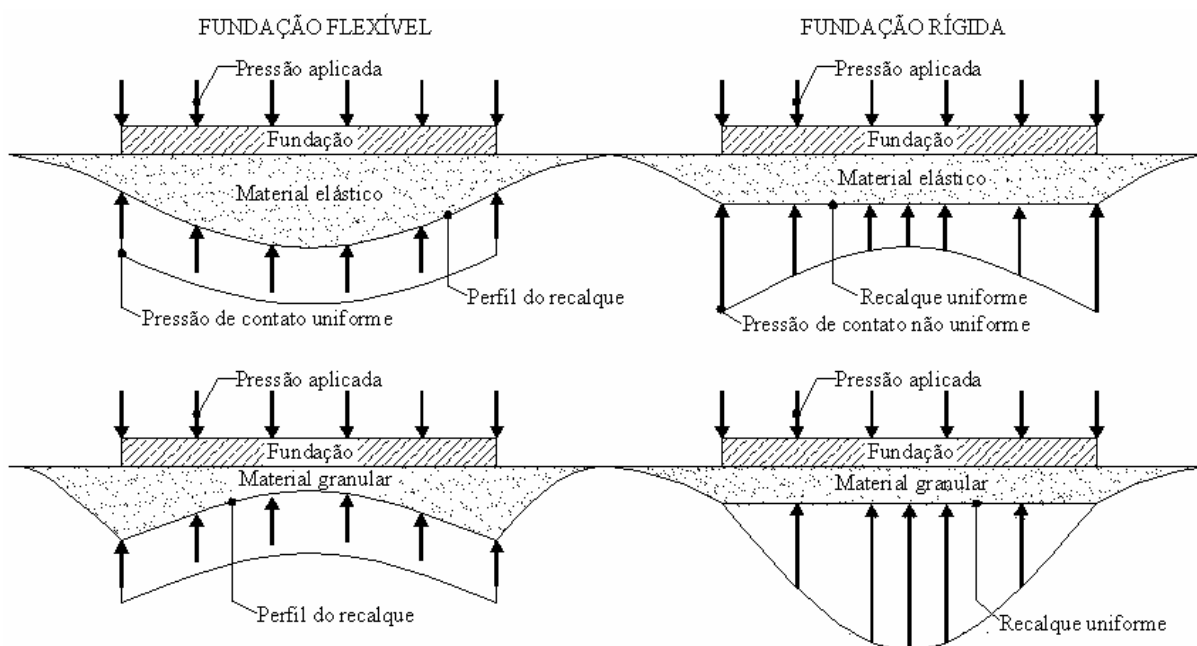


FIGURA 2.5 – DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES E PERFIL DE RECALQUES

Quanto às pressões de contato, SHULZE e SIMMER (1970, p. 68) as consideram dependentes dos seguintes aspectos:

1. Rigidez da estrutura, expressa pelo produto $E I$, com os casos limites de uma estrutura rígida ($E I = \infty$) ou flexível ($E I = 0$).
2. Tipo de carregamento.
3. Profundidade de assentamento da fundação.
4. Tipo e estratificação do solo.

A propósito de admitir que uma fundação é considerada flexível ou rígida quando seus coeficientes de rigidez (K') são tomados com valores “0” ou “ ∞ ”, respectivamente, SHULZE e SIMMER (1970, p. 69) referem-se ao comentário existente na Norma DIN 4018, item 5.1, o qual sugere que a fundação é admitida rígida quando $K' > 0,5$ e flexível ou elástica quando $0 < K' \leq 0,5$. Os autores também propõe equações para avaliar os coeficientes de rigidez (K') para as seguintes situações:

1. Rigidez estrutural da obra:

$$K' = \frac{EI}{E_s B^3 L} \quad (2.11)$$

2. Rigidez para placas retangulares:

$$K' = \frac{E}{12E_s} \left(\frac{d}{B} \right)^3 \quad (2.12)$$

3. Rigidez para placas circulares:

$$K' = \frac{E}{12E_s} \left(\frac{d}{D_1} \right)^3 \quad (2.13)$$

Tomando-se para os parâmetros descritos no Quadro 2.1 os valores fixados na Tabela 2.3, o coeficiente de rigidez para o presente projeto desenvolvido (K'_{proj}), pode ser estimado a partir da Equação (2.12) em:

QUADRO 2.1 – IDENTIFICAÇÃO DAS VARIÁVEIS DO COEFICIENTE DE RIGIDEZ (K')

Parâmetros	Descrição
EI	Rigidez da estrutura
$I/A = d^3/12$	Momento de inércia de uma faixa de largura unitária
E	Módulo de elasticidade do concreto
E_s	Módulo de compressibilidade elástica do solo
B	Dimensão da estrutura no sentido do eixo de flexão estudado
L	Dimensão da estrutura transversal ao eixo de flexão estudado
d	Espessura da viga ou placa de fundação
D_1	Diâmetro da placa circular

TABELA 2.3 – VALORES DE CÁLCULO

E	E_s	B	L	d
(MPa)	(MPa)	(cm)	(cm)	(cm)
25000	6,5	400	400	8

NOTA: E_s é o valor médio obtido a partir da Tabela. 2.4, pg. 39

$$K' = \frac{25000}{12 \times 6,5} \left(\frac{8}{400} \right)^3 = 0,0026$$

portanto, os radiers executados são considerados flexíveis com $0 < K' \leq 0,5$, embora a prática corrente seja a de executar fundações diretas do tipo sapatas como rígidas.

De acordo com HARR⁷, citado por DAS (1999, p. 201), o recalque elástico em qualquer profundidade abaixo do canto de uma área retangular flexível uniformemente carregada, de dimensões L x B, apoiada sobre um solo admitido como um semi-espaço infinito, elástico e homogêneo, pode ser obtido pela própria integração da expressão para a tensão vertical como:

$$d\sigma_z = \frac{3\sigma_s z^3 dx dy}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = \int_{y=0}^B \int_{x=0}^L \frac{3\sigma_s z^3 dx dy}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = \sigma_s I \quad (2.14)$$

$$\sigma_z = \int d\sigma_z = \int_{y=0}^B \int_{x=0}^L \frac{3\sigma_s z^3 dx dy}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = \sigma_s I \quad (2.15)$$

onde

$$I = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{0,5}}{(m^2 + n^2 + m^2 n^2 + 1)} * \frac{m^2 + n^2 + 2}{(m^2 + n^2 + 1)} + \tan^{-1} \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{0,5}}{m^2 + n^2 - m^2 n^2 + 1} \right] \quad (2.16)$$

$$m' = \frac{L}{B} \quad (2.17)$$

$$n' = \frac{Z}{B} \quad (2.18)$$

$$w_e(\text{canto}) = \frac{\sigma_s B}{2E_s} (1 - \nu^2) * \left[I_3 - \left(\frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} \right) I_4 \right] \quad (2.19)$$

⁷ HARR, M. E. Fundamentals of Theoretical Soil Mechanics. McGraw Hill Book Co., New York, 1966.

onde

$$I_3 = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{(1+m'^2+n'^2)} + m'}{\sqrt{(1+m'^2+n'^2)} - m'} \right) + m' \ln \left(\frac{\sqrt{(1+m'^2+n'^2)} + 1}{\sqrt{(1+m'^2+n'^2)} - 1} \right) \right] \quad (2.20)$$

$$I_4 = \frac{n'}{\pi} \tan^{-1} \left[\left(\frac{m'}{n' \sqrt{(1+m'^2+n'^2)}} \right) \right] \quad (2.21)$$

Na superfície, $n' = 0$ e assim $I_4 = 0$. Dessa forma, o recalque superficial e no canto é expresso por:

$$w_e(\text{canto}) = \frac{\sigma_s B}{2E_s} (1 - \nu^2) * I_5 \quad (2.22)$$

onde:

$$I_5 = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{(1+m'^2)} + m'}{\sqrt{(1+m'^2)} - m'} \right) + m' \ln \left(\frac{\sqrt{(1+m'^2)} + 1}{\sqrt{(1+m'^2)} - 1} \right) \right] \quad (2.23)$$

Usando o método da superposição, os recalques na superfície podem ser determinados por:

$$w_e(\text{centro}) = \frac{\sigma_s B}{E_s} (1 - \nu^2) * I_5 \quad (2.24)$$

$$w_e(\text{médio}) = \frac{0,85 \sigma_s B}{E_s} (1 - \nu^2) * I_5 \quad (2.25)$$

Para o presente caso, admitindo coeficientes de Poisson $\nu = 0,5$ e $\nu = 0,4$, pressão aplicada $\sigma_s = 0,015$ MPa e os parâmetros contidos na Tabela 2.3, os recalques elásticos médios na superfície para o radier flexível são:

$$w_e(\text{médio}) = \frac{0,85 * 0,015 * 400}{6,5} (1 - 0,5^2) * 1,1221 * 10 = 6,60 \text{ mm}$$

$$w_e(\text{médio}) = \frac{0,85 * 0,015 * 400}{6,5} (1 - 0,4^2) * 1,1221 * 10 = 7,40 \text{ mm}$$

Se o radier for rígido, o recalque médio na superfície, para $\nu = 0,5$, é:

$$w_e(\text{médio}) = \frac{0,79\sigma_s B}{E_s} (1 - \nu^2) * I_5 = \frac{\sigma_s B}{E_s} (1 - \nu^2) * I_7 \quad (2.26)$$

$$w_e(\text{médio}) = \frac{0,015 * 400}{6,5} (1 - 0,5^2) * 0,8865 * 10 = 6,14 \text{ mm}$$

onde o valor de $I_7 = 0,8865$ foi retirado da Tabela 5.9 existente em DAS (1999).

JANBU⁸ citado por DAS (1999, p. 211) propôs uma equação generalizada para o recalque elástico médio, ocorrido em uma fundação flexível e uniformemente carregada sobre argila saturada ($\nu = 0,5$), considerando os efeitos da profundidade de assentamento e a possível existência de camada rígida subjacente.

$$w_e(\text{médio}) = \frac{\mu_1 \mu_2 \sigma_s B}{E_s} \quad (2.27)$$

onde $\mu_1 = f\left(\frac{D_f}{B}\right)$ e $\mu_2 = f\left(\frac{h}{B}, \frac{L}{B}\right)$, sendo h = a profundidade da camada rígida em relação à base da fundação. No caso do radier carregado, considerando $(D_f/B) = 0$, $(L/B) = 1$ e $(h/B) = 1$, as variáveis μ_1 e μ_2 tem valores 1 e 0,36, respectivamente. Para o caso real, pode-se estimar o recalque médio igual a:

$$w_e(\text{médio}) = \frac{1 * 0,36 * 0,015 * 400}{6,5} * 10 = 3,32 \text{ mm}$$

VELLOSO e LOPES (2002, p. 111-155) fazem uma ampla e brilhante discussão sobre as formas e métodos para a obtenção de recalques. Consideram três grandes grupos, classificando-os como:

1. Racionais, onde os parâmetros de deformabilidade, obtidos por ensaios de laboratório ou in situ, são combinados a modelos para previsão de recalques teoricamente exatos.
2. Semi-empíricos, onde os parâmetros de deformabilidade obtidos por correlação com ensaios in situ de penetração (estática, CPT, ou dinâmica, SPT), são combinados a modelos para previsão, teoricamente exatos ou adaptações deles.
3. Empíricos, onde são usadas tabelas de valores típicos de tensões admissíveis para diferentes solos. Embora as tabelas não forneçam recalques, as tensões ali indicadas estão associadas a recalques usualmente aceitos em estruturas convencionais.

⁸ JANBU, N.; BJERRUM, L.; KJAERNSLI, B. Veiledning ved losning av Fundamenteringsoppgraver, Norwegian Geotechnical Institute Publication 16, Oslo, 1956.

Um dos aspectos interessantes citados por VELLOSO e LOPES (2002, p. 124) e que vale aqui ser comentado, refere-se às limitações de uso da Teoria da Elasticidade quando consideradas as condições de drenagem admitidas, de forma específica quanto à estimativa de recalques drenados. Consideram eles que, enquanto os recalques não drenados em solos saturados são estimados pela Teoria da Elasticidade com valores únicos para os parâmetros elásticos (E_u e ν), na condição drenada há uma variação da tensão efetiva com o carregamento resultando, então, em diferentes valores do módulo de elasticidade (E_s) do solo.

Quando abordam a utilização de métodos semi-empíricos que utilizam valores oriundos do SPT (Quadro 2.2) e esses variam na profundidade, VELLOSO e LOPES (2002, p. 135-140) sugerem, desde que o próprio método não faça qualquer recomendação, obter o valor médio de N ($N_{med.}$) a partir da média ponderada até a profundidade de influência atingida pelo bulbo, usando-se o acréscimo de pressão ($\Delta\sigma_z$) provocado pela fundação como fator de ponderação (Eq. 2.28).

$$\bar{N} = \frac{\sum(\Delta\sigma_z/q)_i N_i}{\sum(\Delta\sigma_z/q)_i} \quad (2.28)$$

QUADRO 2.2 – MÉTODOS QUE USAM O SPT

Autor	Data	Equação
Terzaghi e Peck ¹	1967	$\sigma_{adm} = 4,4 \left(\frac{N-3}{10} \right) \left(\frac{B+1'}{2B} \right)^2$
Meyerhof ²	1965	$\sigma_{adm} = \left(\frac{Nw_{adm}}{8} \right) \left(\frac{B+1'}{B} \right)^2 \quad p/B \leq 4'$
Meyerhof ²	1965	$\sigma_{adm} = \left(\frac{Nw_{adm}}{12} \right) \left(\frac{B+1'}{B} \right)^2 \quad p/B > 4'$
Alpan ³	1964	$w_B = w_b \left(\frac{2B}{B+b} \right)^2$
Burland e Burbidge ⁴	1985	$w = \sigma_s B^{0,7} \left(\frac{1,71}{N^{1,4}} \right) f_s f_l$

¹Método que usa o SPT para prever a tensão admissível em areia para um recalque de 1 pol. (25 mm) sendo σ_{adm} = tensão, em kgf/cm², que produz um recalque de 1 pol., B = menor dimensão em pés ($B \geq 4'$) e N = número de golpes do SPT.

²Método que relaciona a tensão aplicada e o recalque de sapatas em areia, sendo B em pés, w_{adm} em pol. e σ_{adm} em kgf/cm².

³Método que se baseia na previsão de recalque de uma placa quadrada (30 cm) no nível da fundação, usando valores corrigidos de N para a pressão geostática no nível do ensaio, e na extrapolação desse recalque (w_b) para a estrutura real (w_B). O recalque da placa quadrada de 30 cm é dado por: $w_b = a_0 \sigma$, sendo σ = pressão transmitida pela fundação e a_0 o inverso do coeficiente de reação vertical (k_v) para uma placa de 30 cm.

⁴Método para estimar o recalque de fundações em areias a partir do SPT com w = recalque em mm, σ = pressão aplicada em kN/m², B = menor dimensão da fundação em m, N = média do número de golpes do SPT na profundidade de influência Z_1 . f_s = fator de forma e f_l = fator de espessura compressível

(H) dados como:

$$f_s = \left(\frac{1,25 \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right) \quad \text{e} \quad f_l = \frac{H}{Z_1} \left(2 - \frac{H}{Z_1} \right)$$

Com respeito ao CPT, ensaio de campo mais recente e originalmente divisado para perfis de solos europeus mais moles, algumas correlações foram e continuam sendo obtidas. Grandezas tais quais resistência de ponta (CPT), número de golpes por 30 cm de penetração do amostrador (SPT), módulo de elasticidade e coeficiente de adensamento, por exemplo, mostram certa interdependência. Ressalte-se que o ensaio de cone complementa as informações da sondagem à percussão, é em geral menos dependente do operador, é de obtenção contínua com a profundidade e pode medir pressão neutra, sendo porém de alcance mais limitado, ainda de execução mais restrita e sem coleta de amostras dos solos sondados, relativamente ao SPT.

De acordo com DANZIGER e VELLOSO (1986, p. 108), a correlação típica entre os valores de q_c (resistência de ponta do cone) e N (valor do índice de resistência à penetração do SPT) é do tipo $q_c = KN$. Uma das formas de obtenção do valor de K é realizada calculando a média dos valores obtidos para a relação q_c / N .

Os Quadros 2.3 e 2.4 resumem algumas correlações e métodos correntes encontrados na literatura, para avaliação de recalques.

QUADRO 2.3 – VALORES PROPOSTOS PARA A RELAÇÃO $K = q_c / N$

Autor	Data	K	Aplicabilidade
Meyerhof	1956	0,4 0,25 a 0,3	Areias de compactidade média a baixa Solos argilosos
Da Costa Nunes e Fonseca	1959	0,2 0,35 0,55 0,6	Argilas, argilas siltosas e siltes argilosos Argilas arenosas e silto-arenosas Siltes arenosos Areias argilosas
Schmertmann	1970	1,0 0,2 0,35	Areias (por diversos autores) Siltes, siltes arenosos e misturas de siltes e areias Areias puras, finas e médias e pouco siltosas
Sanglerat	1972	0,25 a 0,8	Areias
Alonso	1980	0,25 a 0,95	Siltes argilosos com areia fina e areia argilosa
Teixeira	1993	0,9 0,7 0,55 0,45 0,35 0,3 0,25 0,2	Areias Areia siltosa Areia argilosa Silte arenoso Siltes Argila arenosa Silte argiloso Argila siltosa

FONTE: Adaptado de DANZIGER e VELLOSO (1986, p. 110) e HACHICH et al. (1996, p. 253)

NOTA: $K(\text{MPa})$

QUADRO 2.4 – MÉTODOS QUE USAM O CPT

Autor	Data	Equação
Buisman ¹	1943	$\varepsilon_v = \frac{1}{C} \ln \frac{\sigma'_{v,f}}{\sigma'_{v,0}}$
Costet e Sanglerat ²	1969	$\varepsilon_v = \frac{\Delta \sigma'_v}{E_{\text{oed}}}$
Barata ³	1985	$E = \eta q_{\text{cone}}$
Schmertmann ^{4,5}	1970	$w = \int_0^H \varepsilon_z dz = q \int_0^{2B} \frac{I_\varepsilon}{E} dz = \sigma \sum_{i=1}^n \frac{I_{\varepsilon,i}}{E_i} \Delta z$

FONTE: Adaptado de VELLOSO e LOPES (2002, p. 141-142)

$$^1C = 1,5 \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} ; ^2E_{oed} = \beta q_c ; ^3\eta = 2 \text{ para areias e } 8 \text{ para argilas parcialmente saturadas ; } ^4E = 2,5 q_c \text{ para sapatas circulares e quadradas e } 3,5 q_c \text{ para corridas}$$

$$^5I_{\varepsilon, \text{pico}} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v,p}}} \text{ com } \Delta\sigma = (\sigma - \sigma'_{v,0})$$

Dos ensaios CPT disponíveis na região próxima ao sítio experimental, construiu-se a Tabela 2.4, de forma a estimar os módulos de elasticidade do solo (Es) a partir da classificação proposta por LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997, p. 161).

TABELA 2.4 – CLASSIFICAÇÃO E PARÂMETROS VIA CPT

CPT 3						CPT 4					
Prof	qc	α	Es	Classificação		Prof	qc	α	Es	Classificação	
(m)	(MPa)	*-*	(MPa)	(n°)	Tipo de solo	(m)	(MPa)	*-*	(MPa)	(n°)	Tipo de solo
0,5	1,6	5,8	9,2	5	silte argiloso	0,8	1,5	5,8	8,5	5	silte argiloso
2,5	0,5	5,0	2,5	1	grão fino sensível	3,6	0,5	5,0	2,4	1	grão fino sensível
3,2	2,3	3,8	8,7	7	areia siltosa	4,0	1,7	4,8	8,2	6	silte areno argiloso
3,8	1,7	3,8	6,6	7	areia siltosa	4,5	12,1	3,0	36,3	9	areia
4,5	17,0	3,0	51,0	10	areia com pedregulho	5,0	2,4	7,0	17,0	3	argila
6,8	2,2	4,8	10,3	6	silte areno argiloso	7,0	3,8	4,8	18,2	6	silte areno argiloso

NOTAS: qc = média no intervalo; α = valores obtidos por média ponderada e Es = αqc em (HACHICH, 1996, p. 253) ; classificação segundo LUNNE (1997, p. 161)

OBS.: O valor médio utilizado de Es = $(9,2 + 2,5 + 8,7 + 6,6 + 8,5 + 2,4 + 8,2) / 7 = 6,5$ Mpa, utilizado na Tabela 2.3 (p.31), considerou as profundidades limites dos perfis CPT 3 e CPT 4 onde houve expressiva variação da resistência de ponta do cone (qc).

2.6.3 Recalques por adensamento

Recalques por adensamento ocorrem em solos de grão fino, que possuem baixo coeficiente de permeabilidade, normalmente saturados ou próximos à saturação, sendo associados ao tempo de ocorrência e à redução permanente do índice de vazios.

Quanto se procura avaliar a magnitude dos recalques por adensamento ocorridos em uma determinada formação, condições relacionadas ao seu estado temporal de tensão efetiva devem ser identificadas. Se jamais submetida à pressão superior à pressão geostática atual, é denominada normalmente adensada, caso contrário, pré-adensada. (TERZAGHI; PECK, 1962, p. 72).

As condições acima referidas tem relação direta com a quantificação do recalque e, por certo, grande influência no projeto de fundação. Em face disso, descrevem-se algumas características das argilas, segundo TERZAGHI e PECK (1962):

1. A compressibilidade de camadas argilosas depende principalmente de dois fatores: do limite de liquidez da argila e do valor da maior pressão à qual a argila esteve sujeita desde a sua deposição.
2. Em argilas normalmente adensadas, o teor de umidade (H) é geralmente próximo ao limite de liquidez (LL). Se o teor de umidade é consideravelmente mais baixo que o limite de liquidez, a sensibilidade da argila será excepcionalmente baixa. Por outro lado, se h for consideravelmente maior que LL , a argila provavelmente terá uma alta sensibilidade. Em qualquer caso, as argilas normalmente adensadas são sempre moles a uma profundidade considerável abaixo da superfície.
3. A compressibilidade de uma argila pré-adensada depende não somente do seu limite de liquidez mas também da relação $\Delta\sigma_s / (\sigma'_{vm} - \sigma'_{v0})$. Se essa relação é menor que 50%, a compressibilidade da argila será provavelmente de 10% a 25% a de uma argila semelhante em estado normalmente adensado.

De acordo com PINTO (1996), o processo de dissipação das pressões neutras e das deformações correspondentes caracteriza o adensamento dos solos. A forma usual para a determinação dos parâmetros de compressibilidade associados ao cálculo dos recalques, passa pela realização do ensaio laboratorial de compressão edométrica (confinada) de forma a simular, a partir de um modelo simplificado, o comportamento do solo comprimido por novas e extensas camadas que sobre ele se

depositam. Segundo o mesmo autor, utiliza-se também esse procedimento para representar situações em que a área carregada é restrita mas provoca apenas deformações de compressão, sem deformações laterais.

Em face ao tempo necessário à realização de ensaios de adensamento, várias proposições empíricas para a determinação do índice de compressão do solo (C_c) relacionado a outras propriedades índice tem sido amplamente divulgadas (BOWLES, 1979). A Tabela 2.5 apresenta essas relações de forma resumida.

TABELA 2.5 – EQUAÇÕES PARA OBTENÇÃO DE C_c (várias fontes)

Equações	Regiões de aplicabilidade
$C_c = 0,007 (LL - 7)$	Argilas remoldadas
$C_c = 0,01 h$	Argilas de Chicago
$C_c = 1,15 (e_0 - 0,35)$	Todas as argilas
$C_c = 0,30 (e_0 - 0,27)$	Solo coesivo inorgânico; silte, argila siltosa, argila
$C_c = 0,0115 h$	Solos orgânicos, turfas, siltes e argilas orgânicas
$C_c = 0,0046 (LL - 9)$	Argilas brasileiras
$C_c = 1,21 + 1,055 (e_0 - 1,87)$	Argilas heterogêneas da cidade de São Paulo
$C_c = 0,009 (LL - 10)$	Argilas normalmente adensadas
$C_c = 0,75 (e_0 - 0,50)$	Solos com baixa plasticidade

FONTE: Adaptada de AZZOUZ⁹ et al. citado por BOWLES (1979, p. 309)

NOTA: $C_c = [\Delta e / \Delta \log(\sigma'_v)]$ e indica a inclinação da reta virgem no ensaio de adensamento

Os ensaios de adensamento realizados nas amostras coletadas na área de teste e descritos no Capítulo 3, identificaram solos pré-adensados. No Capítulo 4 está apresentada uma simulação dos recalques por adensamento esperados para as condições experimentais, com parâmetros geotécnicos extraídos desses ensaios.

⁹ AZZOUZ, A. S.; KRIZEK, R. J.; COROTIS, R. B. Regression Analysis of Soil Compressibility, Soils and Foundations, Tokio, v. 16, n. 2, p. 19-29, 1976.

2.7 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

2.7.1 Introdução

MEYERHOF (1953) considera que solo, fundação e estrutura devem ser considerados como um só sistema. Embora HORVATH (2002) admita razoável negligenciar a interação solo-estrutura em pequenas edificações declara, entretanto, que um radier que suporte uma estrutura representa uma situação onde a interação deveria sempre ser considerada. Como razão principal, argumenta que o sistema solo-radier-superestrutura deve ser analisado como um problema único, à medida que seus elementos estão rigidamente vinculados e, portanto, com grande interdependência nas relações carga-deslocamento. Por esse motivo e com as limitações inerentes a este projeto, entende-se aqui oportuno abordar o tema de forma sucinta, com a finalidade de revisá-lo em seus conceitos básicos.

Se a estrutura global pode ser admitida como a composição de três partes, a saber superestrutura, infra-estrutura e terreno de fundação, pode-se afirmar que o desempenho de uma edificação é orientado pela interação entre essas partes num mecanismo conhecido como interação solo-estrutura (GUSMÃO, 1994, p. 47).

De acordo com VELLOSO e LOPES (2002), o problema da interação é bastante complexo, de tal forma que as pressões de contato na base da fundação dependem de muitos fatores, tais quais a rigidez da estrutura, a intensidade e tipos de carregamento, a profundidade de assentamento, o tipo de solo e a estratificação do terreno.

Segundo os mesmos autores, na Engenharia Civil toda decisão é baseada numa previsão, tendo o projetista a necessidade de identificar previsões que sejam críticas para a segurança, funcionalidade e economia do projeto, além de estimá-las quanto à confiabilidade e aplicabilidade.

Os aspectos acima referidos, por certo, estão intimamente associados ao processo interativo solo-estrutura e as suas abordagens nem sempre são simples. A origem dessa dificuldade reside, principalmente, no fato dos materiais geotécnicos não serem manufaturados, com propriedades únicas disponíveis em manuais, e por serem os

comportamentos sob o efeito das cargas fortemente influenciados por inúmeros fatores, tais quais as condições de fronteira, trajetória e história das tensões, taxas de aplicação entre outros (MARANHA DAS NEVES, 1994).

Uma das condições essenciais na análise da interação solo-estrutura reporta-se à escolha do modelo de dimensionamento adotado. MARANHA DAS NEVES (1994, p. 63), referindo-se ao importante papel desempenhado pelo engenheiro geotécnico ao julgar a complexidade do comportamento do terreno ou mesmo as limitações dos modelos, afirma que “...não vale a pena dedicar muita atenção à quantificação da segurança se cometer-se um erro grosseiro, tal como escolher um modelo não adequado ao projeto em causa.”

De acordo com BURLAND e WROTH (1982, p. 2), “é raro engenheiros de fundações ou de estruturas terem uma visão global do desempenho de uma edificação incluindo suas fundações, seus componentes estruturais e seu processo construtivo e, no entanto, é a estrutura global que o cliente deve pagar e utilizar”.

FUSCO (1976, p. 62), refere-se sobre a importância na escolha do sistema estrutural, considerando que a vinculação das diferentes partes entre si, muitas vezes decompostas virtualmente em face do aspecto monolítico da construção, e o terreno de fundação, deve ser feita através de ligações cujos comportamentos previstos possam efetivamente ser realizados.

2.7.2 Aspectos gerais

As fundações recebem cargas da superestrutura, transmitindo-as ao solo de forma que não ocorram recalques excessivos (BELL, 1985, p. 1). De acordo com o American Concrete Institute (ACI, 1993), a resposta da fundação é uma complexa interação entre a própria fundação, a superestrutura e o solo. Essa interação pode continuar por longo tempo, até que o equilíbrio final entre as cargas e as reações do solo seja estabelecido. Afirma ainda que nenhum método analítico existente é capaz de avaliar todos os fatores envolvidos no problema da interação solo-estrutura e que hipóteses simplificadoras são feitas, por exemplo, para projetar radiers ou sapatas

associadas. Considera que a validade de tais hipóteses e a precisão dos resultados obtidos pode ser avaliada com base em variáveis tais quais o tipo de solo sob a fundação, suas dimensões, forma e rigidez, inclusive da superestrutura, excentricidade das cargas e coeficiente de reação vertical do terreno (modulus of subgrade reaction).

Com relação ao coeficiente k_v , para fundação que tenha dimensão superior a 1,5 m, como no caso dos radiers, considera que essa propriedade do solo não pode ser adequadamente estimada com base no ensaio de placa, em virtude do efeito escala ser muito severo, embora essa afirmação seja parcialmente contestada por BRIAUD e JEANJEAN (1994). Nesse caso, propõe que o problema da interação seja tratado com a utilização de programas computacionais que permitam variar propriedades, a fim de observar o comportamento interativo solo-fundação em diferentes situações.

Outro aspecto relevante e decorrente da interação solo-estrutura, trata do aumento da rigidez proveniente da solidariedade entre os elementos estruturais. A consideração desse evento na determinação dos recalques pode viabilizar projetos de fundação que não seriam aceitos em uma análise convencional. Essa condição é evidenciada quando são comparados recalques previstos e de fato observados, havendo uma clara tendência a serem mais uniformes e, portanto, menos danosos aos elementos estruturais (GUSMÃO, 1994, p. 48).

Quanto à forma de representação do solo em análises de interação solo-estrutura, existem dois modelos principais tais quais baseados na hipótese de Winkler ou admitindo o meio contínuo. Segundo VELLOSO e LOPES (2002), a diferença entre esses é grande nas condições de rigidez infinita ou nula, sobretudo nas pressões de contato em fundações rígidas e nos recalques em fundações flexíveis.

Pela hipótese de Winkler, as pressões de contato são proporcionais aos recalques e definidas como $\sigma_s = k_v w$.

No modelo do meio contínuo, pode ser considerado elástico ou elasto-plástico, diferindo pela inclusão dos parâmetros resistentes do solo (c e ϕ) além dos parâmetros elásticos (E_s e ν) já considerados.

2.7.3 Recalques: estados limites e danos associados

A segurança e funcionalidade das obras geotécnicas são previstas e avaliadas a partir da utilização de modelos de dimensionamento. MARANHA DAS NEVES (1994, p. 63) refere-se à base conceitual existente no dimensionamento pelo método dos estados limites, onde são necessários a identificação de todos esses possíveis estados limites, com suas verificações individuais, como também a demonstração de que a ocorrência deles é suficientemente improvável.

A despeito dos aspectos conceituais acima referidos, o propósito da abordagem neste item conduz a uma revisão direcionada ao interesse primário da pesquisa, qual seja, o de revisar as propostas e recomendações existentes na literatura quanto aos recalques e suas consequências nas construções.

Em muitos casos o subsolo não é homogêneo e as cargas aplicadas pelas fundações diretas de uma estrutura podem variar amplamente. Como resultado, é razoável esperar uma variação no recalque em diferentes partes de uma construção (DAS, 1999). Dessa forma, certos parâmetros (Figura 2.6) são definidos com a finalidade de quantificar movimentos e estabelecer valores limites ao bom desempenho das estruturas.

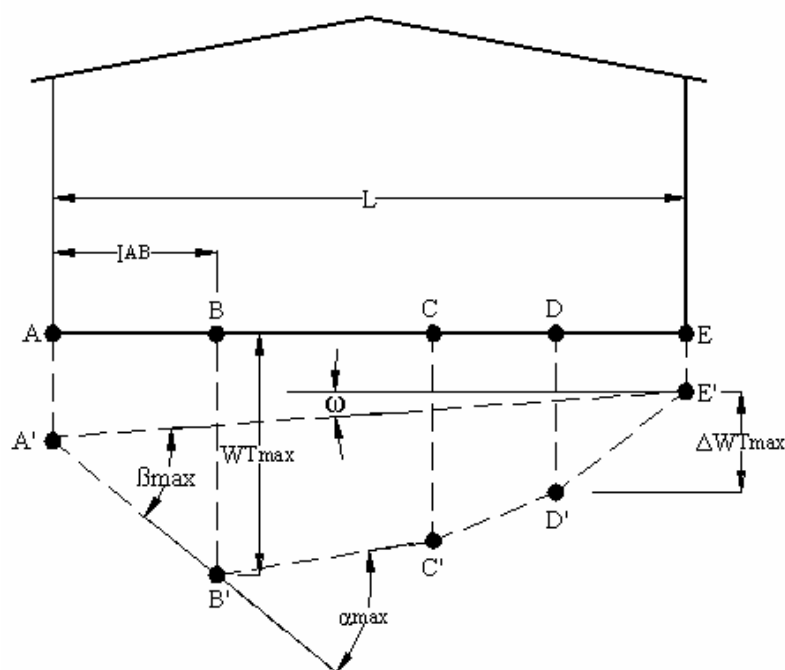


FIGURA 2.6 – TIPOS DE MOVIMENTOS

O recalque em A é AA', em B é BB' e assim sucessivamente. Com base na figura acima, são definidas a seguir as grandezas: w_T = recalque total em um dado ponto; $\Delta w_{T(\max)}$ = diferença entre o recalque total em dois pontos quaisquer; α = gradiente entre dois pontos sucessivos; ω = inclinação; I_{ij} = distância entre pontos ij; RDE = recalque diferencial específico (NBR 6122, 1996) ou distorção angular

$$\beta_{\max} = \text{RDE} = \frac{\Delta w_{T(\max)}}{I_{ij}}$$

Como resumo de algumas recomendações existentes na literatura, apresentam-se as Tabelas 2.6, 2.7 e 2.8, com valores propostos para recalque e distorção em radier, distorção com possibilidade ou indicativo de dano e valores limites para distorção e razão de deflexão, respectivamente.

TABELA 2.6 – RECALQUES E DISTORÇÕES

Origem	Tipo de Solo	w_T	Δw_T	β_{\max}
_	*_*	(mm)	(mm)	(rde)
S	argila	76-127	45	1/300
S	Areia	51-76	32	1/300
G	argila	116	*_*	1/300
G	Areia	60	*_*	1/300
G	Argila	70	*_*	1/500
G	Areia	36	*_*	1/500
S	argila	65-100	40	*_*
E	Areia	50	37	1/50

NOTA: S = Skempton and MacDonald (1956)

G = Grant et al. (1974)

E = Institution of Structural Engineers (1989)

TABELA 2.7 - DISTORÇÕES ANGULARES LIMITES (rde)

DISTORÇÃO ANGULAR ($\beta_{\text{máx}}$)	OCORRÊNCIAS PREVISTAS
1/600	Possibilidade de fissuras em estruturas contraventadas por peças diagonais.
1/500	Limite de segurança para obras que não podem apresentar fissuras.
1/300	Possibilidade de ocorrência das primeiras fissuras em alvenarias e paredes em geral.
1/250	Limite a partir do qual a inclinação de prédios altos, por efeito dos recalques, começa a ser visível.
1/150	Fissuras com grandes aberturas começam a surgir nas alvenarias. Surgimento de danos nas peças estruturais.

FONTE: Adaptada de HOLANDA JR. (2002)

TABELA 2.8 – RECOMENDAÇÕES DE VALORES LIMITES

REFERÊNCIA	DISTORÇÃO ANGULAR ($\beta_{\text{máx}}$)	RAZÃO DE DEFLEXÃO Δ/L
Meyerhof (1953)	-	1/2000
Skempton & MacDonald (1956)	1/300	-
Polshin & Tokar (1957)	-	1/3333 a 1/1400
Grant et al. (1974)	1/300	-
Komornik & Mazurik (1977)	-	1/1000
Thomaz (1998b)	1/300	-

FONTE: Adaptada de HOLANDA JR. (2002)

NOTA: Δ = deflexão relativa; Δ/L = razão de deflexão

OBS.: A deflexão relativa, segundo VELLOSO E LOPES (2002), representa o deslocamento máximo em relação à reta que une dois pontos de referência afastados de L. Se a concavidade for para cima, Δ será positivo; caso contrário, será negativo.

2.8 MELHORAMENTO DE SOLOS

2.8.1 Introdução

O solo como material de fundação nem sempre oferece as condições ótimas à implantação das construções, seja pela sua baixa capacidade de suporte ou mesmo pela sua elevada compressibilidade. Projetar e executar obras sob essas condições implica em soluções caras, com elevada relação de custo-benefício, muitas vezes inviabilizando os pequenos empreendimentos.

Entende-se por melhoria ou reforço de solos a utilização de processos físicos e/ou químicos, destinados a melhorar suas propriedades de engenharia. Com relação aos termos “melhoria” e “reforço”, em geral estão associados ao tratamento de maciços naturais e artificiais, respectivamente (PALMEIRA, 1994, p. 253).

Ao longo destes últimos 30 anos, diversos pesquisadores estudaram inúmeras possibilidades para melhorar as propriedades de resistência, compressibilidade e permeabilidade do solo. Motivados pela busca incessante em desenvolver e testar técnicas que produzissem de fato melhorias expressivas, intensificaram-se os experimentos e muitas modelagens foram realizadas. Citam-se alguns trabalhos apresentados por WATT (1969), GREENWOOD (1970), COSTA NUNES (1978), MADHAV (1978), MITCHELL, J. K. (1981), BALAAM (1981), CANETTA (1989), ALANGIR (1994), CASAGRANDE (2002), MITCHELL, J. M. (2002) dentre tantos outros disponíveis para apreciação.

Quando as condições geotécnicas são desfavoráveis, casos como obras executadas sobre solos moles, por exemplo, e dependendo da intensidade das cargas e dos sistemas estruturais, algumas indicações podem ser estabelecidas, tais quais evitando-os, trocando o local de implantação da obra ou utilizando fundações profundas; substituindo a camada fraca por outra mais resistente; projetando as estruturas de tal forma que resistam aos seus movimentos; tratando-os a fim de melhorar suas propriedades ou simplesmente abandonando o projeto (MITCHELL; JARDINE, 2002, p. 14).

Uma das propostas desta pesquisa é justamente analisar o comportamento de um radier plano apoiado sobre solo mole, melhorado pela inclusão de colunas de areia.

Considerando uma extensa gama de técnicas disponíveis no mercado atual, pode-se afirmar que a viabilização de um empreendimento, a partir de tratamento ou melhoramento de solos problemáticos, é uma alternativa viável em muitos casos (MITCHELL; JARDINE, 2002, p. 14-16).

2.8.2 Técnicas mais comuns

Existem diversas técnicas empregadas para o melhoramento de solos problemáticos. Em função das necessidades específicas de cada obra, podem ser aplicadas isoladamente ou mesmo conjugadas. A Figura 2.7 apresenta algumas alternativas à melhoria dos solos ou viabilização do empreendimento.

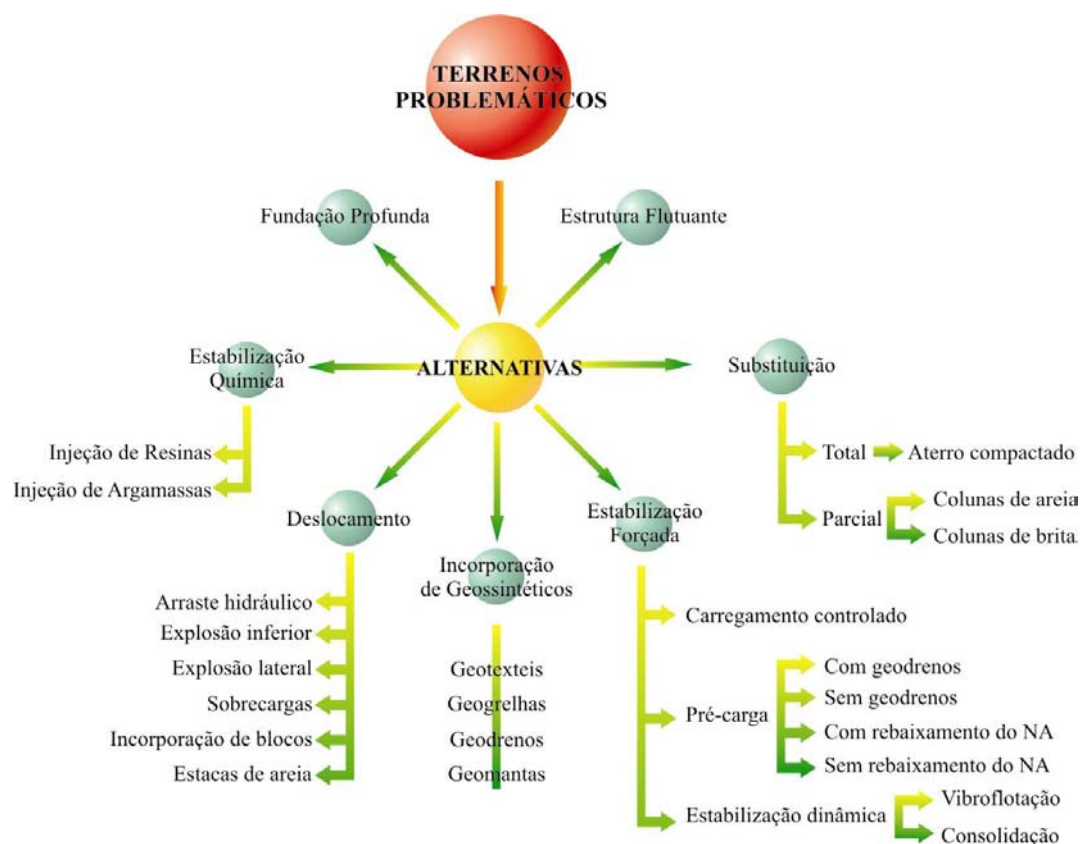


FIGURA 2.7 – TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DE SOLOS

FONTE: Adaptada de MINEIRO (1981, v. 1)

Sob a ótica conceitual, mais importante do que apenas explicar porque determinadas técnicas funcionam é compreendê-las racionalmente, de tal forma que melhorias e limitações possam ser identificadas (MITCHELL; JARDINE, 2002).

Não está no escopo deste trabalho discutir as bases científicas para o funcionamento das diversas técnicas existentes no mercado, embora algumas considerações estejam sucintamente apresentadas para a técnica proposta.

2.8.3 Técnica proposta

Em face da presença de solo mole no sítio experimental, a idéia da realização das colunas de areia manualmente compactadas e regularmente distribuídas sob o radier 2, foi a de incorporar ao subsolo material mais resistente e menos compressível, numa tentativa de melhorá-lo em suas propriedades de resistência e compressibilidade. MINETTE et al. (1994, p. 57) afirmam que “...a substituição parcial do solo natural pela introdução em pontos localizados de volumes de materiais granulares, reduz sobremaneira os recalques e aumenta consideravelmente a capacidade de carga do maciço tratado.”

De acordo com MITCHELL¹⁰, citado por SHAHU, MADHAV e HAYASHI (2000, p. 45), para construções de pequeno porte, a utilização de colunas de areia é uma técnica econômica para o melhoramento de solos finos e compressíveis. Em virtude das suas características de resistência e rigidez, absorvem boa parte das cargas aplicadas com recalques relativamente menores quando comparados com as condições existentes em solos moles naturais. Além disso, como vantagem, aceleram o processo de adensamento minimizando-o no período de pós-construção. Dos diversos modelos existentes para analisar o comportamento de solos melhorados pela incorporação de colunas de areia, poucos incorporam a presença de camadas subjacentes artificialmente enrijecidas ou mesmo das estruturas de fundação. (SHAHU, MADHAV e HAYASHI, 2000).

¹⁰ MITCHELL, J. K. Soil Improvement. In: State of the Art Report, Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, Sweden, v. 4, p. 509-565, 1981.

Também por razões de ordem econômica, admitindo então a importância de se considerar na análise a presença da camada rígida subjacente, existe a necessidade de observar alguns parâmetros que podem contribuir para o bom desempenho do solo melhorado. De forma específica, podem-se citá-los como sendo: o índice de área, a rigidez relativa e o índice de profundidade.

ALANGIR¹¹, citado por SHAHU, MADHAV e HAYASHI (2000, p 46), propõe uma abordagem simples para avaliar as tensões de cisalhamento na interface coluna-solo baseada no conceito de “unidade celular”, embora esse modelo não considere o efeito da camada enrijecida no topo do solo mole melhorado. Este trabalho propõe um modelo unidimensional para analisar tensões e deformações do solo melhorado com a camada enrijecida de topo (radier granular), realizando um detalhado estudo paramétrico para avaliar a influência relativa de cada parâmetro no desempenho do solo melhorado.

A fim de prever o desempenho da solução proposta na pesquisa, a partir das suas características, propriedades e diferenças, a seguir estão apresentadas as bases conceituais do método acima referido e alguns valores obtidos para o caso aqui desenvolvido. Especificamente quanto às colunas de areia e salientado-se que não foram feitos ensaios de campo posteriores à sua execução, ressalta-se o uso de valores estimados para os parâmetros geotécnicos, oportunamente discutidos no Capítulo 4. A Figura 2.8 mostra os modelos propostos, suas nomenclaturas e algumas diferenças entre os mesmos.

¹¹ ALANGIR, M.; MIURA, N.; MADHAV, M. R. Analysis of granular column reinforced ground – I: estimation of interaction shear stress. Reports of the Faculty of Science and Engineering, Saga University, Saga, Japan, p. 22, 1993.

O solo melhorado e a unidade celular representando a zona de influência da coluna de areia estão vistos na Figura 2.7. A seguir é descrita a rotina básica do modelo teórico proposto.

Dada a área total do reforço ($L \times B$) e o número de colunas, “ m ”, o diâmetro equivalente (d_e) da unidade pode ser calculado como:

$$d_e = \sqrt{\frac{4LB}{m\pi}} \quad (2.29)$$

O radier granular é aqui assumido como rígido, sobre o qual é aplicado um carregamento uniforme (q_0). Esse fato representa uma suposição falsa pois os raders podem ser semi-rígidos ou mesmo flexíveis.

A unidade celular é separada (discretizada) em um número “ n ” de elementos e, para qualquer dado elemento “ i ”, as tensões médias na meia altura da coluna de areia e do solo mole são q_{gpi} e q_{si} , respectivamente. Assim, o equilíbrio das forças verticais, para qualquer profundidade no interior da unidade celular, pode ser expresso como:

$$q_0 = q_{gpi} A_r + q_{si} (1 - A_r) \quad (2.29)$$

onde q_0 é a tensão aplicada na unidade celular e $A_r = (d/d_e)^2$, sendo d e d_e os diâmetros da coluna de areia e da unidade celular, respectivamente. O deslocamento de qualquer elemento da coluna pode ser obtido por:

$$\Delta S_{gpi} = \frac{q_{gpi}}{E_{gp}} \Delta h_i \quad (2.30)$$

onde ΔS_{gpi} é o deslocamento do elemento “ i ” na coluna, E_{gp} é o módulo de deformação da coluna e Δh_i a espessura do elemento “ i ”.

O deslocamento para um solo fino normalmente adensado no entorno da coluna para o elemento “i” da unidade celular é obtido por:

$$\Delta S_{si} = 0,434 \frac{C_c}{(1 + e_0)} \Delta h_i \ln \left(1 + \frac{q_{si}}{\sigma_{0i}} \right) \quad (2.31)$$

onde ΔS_{si} é o deslocamento do solo no entorno da coluna no elemento “i”; C_c e e_0 são o índice de compressão e o índice de vazios inicial do solo, respectivamente, sendo σ_{0i} a tensão efetiva geostática na metade do elemento “i”.

Satisfazendo a condição de compatibilidade na interface entre a coluna e o solo, para o elemento “i”, $\Delta S_{gpi} = \Delta S_{si}$, a partir das equações (2.30) e (2.31) a seguinte expressão pode ser obtida:

$$q_{gpi} = 0,434 \frac{C_c}{(1 + e_0)} E_{gp} \ln \left(1 + \frac{q_{si}}{\sigma_{0i}} \right) \quad (2.32)$$

Por conveniência, os parâmetros acima são normalizados da seguinte forma:

$$q_0^* = \frac{q_0}{\sigma'_{av}}; \quad q_{si}^* = \frac{q_{si}}{\sigma'_{av}}; \quad q_{gpi}^* = \frac{q_{gpi}}{\sigma'_{av}}; \quad \sigma_{0i}^* = \frac{\sigma_{0i}}{\sigma'_{av}} \quad \text{e} \quad E_{gp}^* = \frac{E_{gp}}{\sigma'_{av}}$$

onde $\sigma'_{av} = (\gamma_{sub} H / 2)$; γ_{sub} é o peso específico submerso do solo e H a sua espessura. Usando os parâmetros normalizados acima, as Equações (2.29) e (2.32) podem ser reescritas como:

$$q_0^* = q_{gpi}^* A_r + q_{si}^* (1 - A_r) \quad (2.33.a)$$

$$q_{gpi}^* = R_s \ln \left(1 + \frac{q_{si}^*}{\sigma_{0i}^*} \right) \quad (2.33.b)$$

onde $R_s = 0,434 \frac{C_c}{(1 + e_0)} \frac{E_{gp}}{\sigma'_{av}}$. O efeito do radier é levado em consideração tornando o valor de σ_{0i}^* como:

$$\sigma_{0i}^* = \frac{\gamma_f h_f + \gamma_{sub} Z_i}{(\gamma_{sub} H / 2)} \quad (2.34)$$

onde γ_f é o peso específico e h_f a espessura do radier granular, respectivamente. Z_i é a profundidade do centro do elemento “i”. A Equação (2.34) pode ser simplificada como:

$$\sigma_{0i}^* = 2z_i^* + f_s \quad (2.35)$$

onde $z^* = z_i / H$ e $f_s = (\gamma_f h_f / \sigma'_{av})$ = sobrecarga normalizada devida ao radier granular.

Para qualquer elemento “i”, as Equações (2.33.a) e (2.33.b) podem ser resolvidas iterativamente para avaliar o valor de q_{si}^* e q_{gpi}^* para a carga aplicada q_0^* . Os resultados são obtidos na forma de q'_{si} e q'_{gpi} onde $q'_{si} = q_{si}^* / q_0^* = q_{si} / q_0$ e $q'_{gpi} = q_{gpi}^* / q_0^* = q_{gpi} / q_0$. O procedimento anterior é repetido e q'_{si} e q'_{gpi} são obtidos para todos os elementos de “1” até “n”.

A tensão de cisalhamento mobilizada na interface entre o solo e a coluna é obtida como:

$$\tau'_i = \frac{(d/H)}{4(\Delta h_i / H)} [q'_{gpi} - q'_{gpi+1}] \quad (2.36)$$

onde q'_{gpi+1} é igual a tensão na coluna normalizada no centro do elemento (i+1). Se a unidade celular é separada em “n” números de elementos iguais, a Equação (2.36) se reduz para:

$$\tau'_i = \frac{(n)}{4(D_r)} [q'_{gpi} - q'_{gpi+1}] \quad (2.37)$$

onde $D_r = (H / d) =$ índice de profundidade. A tensão de cisalhamento no enésimo (n°) elemento é avaliada baseada na premissa de que a diferença entre as tensões de cisalhamento entre os elementos $(n - 2)$ e $(n - 1)$ e entre os elementos $(n - 1)$ e (n) permanecem as mesmas.

$$\tau'_i = \tau'_{n-1} - (\tau'_{n-2} - \tau'_{n-1}) \quad (2.38)$$

Considerando que quando o número de elementos “ n ” cresce a espessura “ Δh_i ” decresce, espera-se que o erro envolvido em face dessa premissa seja insignificante.

O deslocamento do elemento “ i ” (ΔS_i) pode ser obtido a partir da Equação (2.31) a qual pode ser reescrita como:

$$\frac{\Delta S_i}{H} = \frac{1}{(C_1)} \frac{\Delta h_i}{H} \ln \left(1 + \frac{q_{si}}{\sigma_{0i}} \right) \quad (2.39)$$

onde $C_1 = \frac{1 + e_0}{0,434 C_c}$ = fator de rigidez do solo. O deslocamento total normalizado, δ_i / H

H para qualquer elemento “ i ” é obtido a partir da adição de todos os deslocamentos

$$\text{acima do nível considerado: } \frac{\delta_i}{H} = \sum_1^n \frac{\Delta S_i}{H} \quad (2.40)$$

O fator de concentração de tensão para qualquer elemento “ i ” é avaliado como:

$$(SCF) \frac{q_{gpi}}{q_{si}} \quad (2.41)$$

O recalque do solo não melhorado (S_0), pode ser obtido usando a relação convencional e - log (p) e dividindo o solo no mesmo número de elementos “n”.

O fator de redução de recalque, μ , pode ser avaliado como:

$$(\mu) = \frac{S_t}{S_0} \quad (2.42)$$

onde S_t é igual ao recalque do solo melhorado pela coluna e que é igual ao deslocamento normalizado para o elemento 1(δ_1).

Em seu trabalho, SHAHU, MADHAV e HAYASHI (2000) estudaram a resposta do solo melhorado pela incorporação de colunas de areia com a presença de radier granular no topo da camada. Valores nominais representativos para os diferentes parâmetros de entrada do solo melhorado foram escolhidos (Tabela 2.9) e o estudo paramétrico foi realizado alterando cada variável com respeito a esses valores nominais. A fim de obter a convergência nas tensões de cisalhamento, a unidade celular foi dividida em 20 elementos.

TABELA 2.9 – VALORES NOMINAIS DOS PARÂMETROS DE ENTRADA

Nome do parâmetro	Valor nominal
Sobrecarga normalizada devida ao radier granular, f_s	0,5
Rigidez relativa, R_s	20
Índice de área, A_r	0,25
Tensão normalizada aplicada, q_0^*	2,0
Número de elementos, n	20
Índice de profundidade, D_r	10
Fator de rigidez do solo, C_1	7,68

Quanto aos efeitos do radier granular sobre o topo da camada compressível, o autor faz as seguintes constatações:

- Quando o parâmetro f_s cresce, a tensão normalizada no solo também cresce;
- A variação da tensão normalizada no solo torna-se mais uniforme com a profundidade;

- c) Comparada com a tendência de acréscimo registrada na tensão do solo, a tensão normalizada na coluna decresce com o aumento do valor de f_s ;
- d) O radier incrementa a tensão efetiva geostática e torna o solo mais rígido. Assim, esse recebe maior parcela da tensão aplicada e a tensão na coluna decresce;
- e) A variação do fator de concentração de tensão com a profundidade, traz o mais importante efeito benéfico da presença do radier granular já que a concentração de tensão no topo da coluna é significativamente reduzida;
- f) Os deslocamentos normalizados crescem com a profundidade e definem o máximo valor na superfície e zero na base;
- g) Com o acréscimo da profundidade normalizada, decresce a tensão normalizada de cisalhamento na interface entre a coluna e o solo. Essa redução na tensão de cisalhamento indica que a carga está sendo transferida da coluna para o solo mole.

Quanto à influência relativa dos vários parâmetros, SHAHU, MADHAV e HAYASHI (2000) fizeram as seguintes constatações:

- a) O incremento do valor de f_s (0,05 a 0,5) reduz significativamente o valor do fator de concentração de tensão no topo do solo melhorado, para todos os valores de R_s ;
- b) Para baixos valores do índice de área ($A_r \leq 0,25$) uma espessura adequada do radier granular é altamente benéfica ao desempenho do solo melhorado porém, para altos valores uma pequena espessura será suficiente.
- c) O incremento do valor de f_s (0,05 a 0,5) conduz a uma redução do recalque normalizado para baixos valores de R_s ;
- e) Para altos valores de A_r , o parâmetro f_s tem pequena influência na variação do recalque normalizado com a rigidez relativa (R_s)
- f) O acréscimo do índice de área (A_r) torna o solo mais rígido com o decréscimo do fator de redução de recalque.

Antes de apresentar os resultados obtidos para os parâmetros relativos ao caso em estudo, a partir da utilização referencial do modelo teórico proposto, algumas observações precisam ser feitas:

- a) O modelo teórico considera rígida a base da camada compressível enquanto o método proposto admite a presença da base rígida na profundidade de 1 m, exatamente o comprimento das colunas de areia embora esta premissa não seja real;
- b) O modelo teórico considera rígido o radier granular no topo da camada compressível enquanto o método proposto utiliza um radier de concreto armado;
- c) O modelo teórico considera o cálculo aplicado aos solos normalmente adensados, enquanto o método proposto (Fig. 2.8, p.52) utiliza a mesma premissa embora a existência de solos pré-adensados;
- d) O modelo teórico divide o subsolo em vinte elementos enquanto o proposto em apenas um;
- e) O modelo teórico foi validado por experimentos de campo para uma relação entre os módulos de elasticidade da coluna granular e do solo mole (E_{gp}/E_s) com valor de 16,67, considerando ainda o índice de rigidez relativa (R_s) igual a 20.
- f) O modelo teórico considera para as conclusões sobre os efeitos do radier granular na concentração de tensões ou mesmo nos fatores de redução de recalques, índice de área igual a 25% enquanto no método proposto, o mesmo índice é de apenas 5%;

No Capítulo 4, análise dos resultados, estão melhor discutidos os resultados do experimento sob alguns desses aspectos.

A partir da Tabela 2.9, conjugada com a Figura 2.10 podem-se identificar as características da técnica aplicada na pesquisa. As Tabelas 2.10 e 2.10.1 apresentam os parâmetros geotécnicos utilizados para a determinação das características de entrada no modelo teórico, calculados e indicados na Tabela 2.11.

TABELA 2.10 – CARACTERÍSTICAS DO MODELO CONSTRUÍDO

NC	HC	D	de	H	h_f	γ_f	q_0
_	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(kPa)
25	1,0	0,2	0,9	1,0	0,08	25	14,71

NOTA: NC = n° de colunas ; HC = profundidade das colunas

TABELA 2.10.1 – PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

e_0	Cc_1^*	Cc_2^{**}	γ_{sub}	E_{gp}	σ'_{av}
-	*-*	*-*	(kN/m ³)	(kPa)	(kPa)
1	0,279	0,6	5	10000	2,5

*Valor obtido a partir da correlação $Cc = 0,009(LL-10)$ com $LL = 41$

**Valor médio obtido a partir dos ensaios de adensamento

TABELA 2.11 – VALORES DOS PARÂMETROS DE ENTRADA *

Nome do parâmetro	Valor nominal
Sobrecarga normalizada devida ao radier granular, f_s	0,8
Rigidez relativa, R_s	242/520**
Índice de área, A_r	0,05
Tensão normalizada aplicada, q_0^*	6,0
Número de elementos, n	1
Índice de profundidade, D_r	5
Fator de rigidez do solo, C_1	16,52/7,68**

*Valores calculados para o modelo proposto na pesquisa

**Valores obtidos com índices de compressão (Cc) diferentes (0,279 e 0,6)

O recalque normalizado calculado a partir do modelo teórico, consideradas as características físicas e mecânicas da técnica proposta, pode ser avaliado com a utilização da Equação (2.39):

$$\frac{\Delta S_i}{1} = \frac{1}{16,52} \ln \left(1 + \frac{2,5}{19,21} \right) = S_t = 0,0074, \text{ considerando } Cc_1 = 0,279$$

$$\frac{\Delta S_i}{1} = \frac{1}{7,68} \ln \left(1 + \frac{2,5}{19,21} \right) = S_t = 0,0159, \text{ considerando } Cc_2 = 0,60$$

$$\text{Obs: } \sigma_{0i} = [\gamma_f h_f + q_0 + \gamma_{sub}(H/2)] = (25 \times 0,08) + (14,71) + (5 \times 0,5) = 19,21 \text{ kPa}$$

A fim de verificar a eficácia da técnica proposta, os fatores de redução de recalque (μ) podem ser obtidos com a utilização da Equação (2.42), para os diferentes C_c :

$$(\mu) = \frac{S_t}{S_0}$$

Admitindo o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do solo como $E_s = 6500$ kPa ($E_{gp}/E_s = 2$) e $\nu = 0,5$, respectivamente, e considerando que o recalque total no solo compressível (S_0) é a soma do recalque elástico (w_e) mais o recalque por adensamento (w_a), calculados por:

$$w_e = \frac{q \times B \times (1 - \nu^2)}{E_s} \times I_p = \frac{16,71 \times 4 \times (1 - 0,5^2)}{6500} \times 1 = 0,0077 \text{ m}$$

$w_a = 0,0203$ m (Tabela 4.7), o recalque total é:

$S_0 = 0,0077 + 0,0203 = 0,028$ m. Assim, os fatores de redução de recalque para os índices de compressão utilizados (C_c), são:

$$\mu_1 = \frac{0,0074}{0,028} = 0,26 = 26\% \quad \text{e} \quad \mu_2 = \frac{0,0159}{0,028} = 0,57 = 57\%$$

Faz-se necessário observar que o modelo teórico apresentado considera que o solo é normalmente adensado. No caso experimental, o solo existente é pré-adensado e a tensão final, geostática mais sobrecarga, é menor que a tensão de pré-adensamento. Assim, segundo ORTIGÃO (1995, p. 140-141), o parâmetro de compressibilidade mais adequado seria o índice de recompressibilidade (C_s).

No gráfico comparativo apresentado no modelo teórico, e que trata das variações do fator de redução de recalque (μ) relacionado com índices de área (A_r) e para diversos valores de rigidez relativa (R_s), infere-se que a partir de um índice de área $A_r > 0,8$ a curva da rigidez relativa para o máximo valor ($R_s = 100$) torna-se

assintótica ao eixo de Ar. Como o Rs considerado nos cálculos aqui apresentados teve valor bastante superior pode-se, para calcular o fator de redução de recalque experimental (μ), utilizar o valor de Rs = 100 e o índice de área real Ar = 0,05. Assim, o valor de μ encontrado no referido gráfico é 35%, valor relativamente próximo ao calculado adotando o índice de compressão do solo (Cc_2) obtido dos ensaios de adensamento.

Uma outra simulação é feita admitindo, na Equação (2.39), que o valor da tensão σ_{0i} é igual ao valor da tensão q_{si} , calculadas na metade do elemento. Assim, o valor do S_t recalculado para Cc_1 é:

$$\frac{\Delta S_i}{1} = \frac{1}{16,52} \ln \left(1 + \frac{2,5}{2,5} \right) = S_t = 0,042$$

Esse valor coincide com o apresentado no modelo teórico e no gráfico que relaciona a rigidez relativa (R_s) com o recalque normalizado (S_t). Para Rs = 100 e Ar = 0,0625, o valor encontrado é de $S_t = 0,035$.

3 MÉTODO DE PESQUISA

3.1 PLANEJAMENTO E EXECUÇÃO

3.1.1 Introdução

A fim de encontrar a resposta ao problema de pesquisa proposto, ou seja, *como viabilizar a utilização do radier apoiado e carregado sobre solo mole como estrutura plana de fundação direta, destinada à habitação de interesse social, a partir de análises interativas do comportamento estrutura-solo*, optou-se pela realização do método experimental de campo, também como forma de minimizar os problemas decorrentes do efeito escala em estudos desta natureza.

Devido ao grande número de variáveis envolvidas neste tipo de análise tais como a geometria dos radiers, propriedades físicas e mecânicas dos materiais, tipo, intensidade, forma e velocidade de carregamento entre outras, algumas delas foram previamente fixadas, de tal forma a serem possíveis ajustes aos métodos teóricos utilizados. Portanto, a partir da caracterização geotécnica, construção dos protótipos, aplicação dos carregamentos e medição dos recalques, buscou-se obter informações reais do conjunto radier-solo nas condições experimentais, aumentando a base de dados locais disponíveis e melhorando as relações entre a previsão e o desempenho real. Buscar limites de segurança aceitáveis, maior durabilidade e obras mais baratas foram aspectos também considerados na escolha do método.

Nessa linha, o projeto propôs e estudou uma alternativa de solução para o problema de interação radier-solo mole, projetando e construindo colunas verticais de areia distribuídas sob o radier 2. De acordo com MITCHELL¹², citado por SHAHU, MADHAV e HAYASHI (2000, p. 45) e para construções baixas, a execução de colunas de areia é um método econômico de suporte em solos finos e compressíveis. Uma melhor abordagem sobre os aspectos gerais e conceituais dos solos reforçados, de forma específica quanto à técnica proposta, está apresentada no capítulo 2.

¹² Mitchell, J. K. Soil improvement. In: State of the Art Report, Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, Sweden, v. 4, p. 50-67, 1981.

3.1.2 Escolha do sitio experimental

A escolha do local de implantação dos protótipos levou em conta não somente o perfil do subsolo, mas também o fácil acesso, a disponibilidade de sondagens à percussão (SPT) e de cone (CPT) na área, “bench mark” próximo, mão de obra permanente e total apoio do proprietário. Assim, a convergência dessas condições indicou a utilização do Campus Central da Pontifícia Universidade Católica do Paraná (Fig. 3.1), localizado no bairro Guabirota, na cidade de Curitiba, e situado na bacia de inundação do Rio Belém, a poucos quilômetros do Rio Iguaçu.

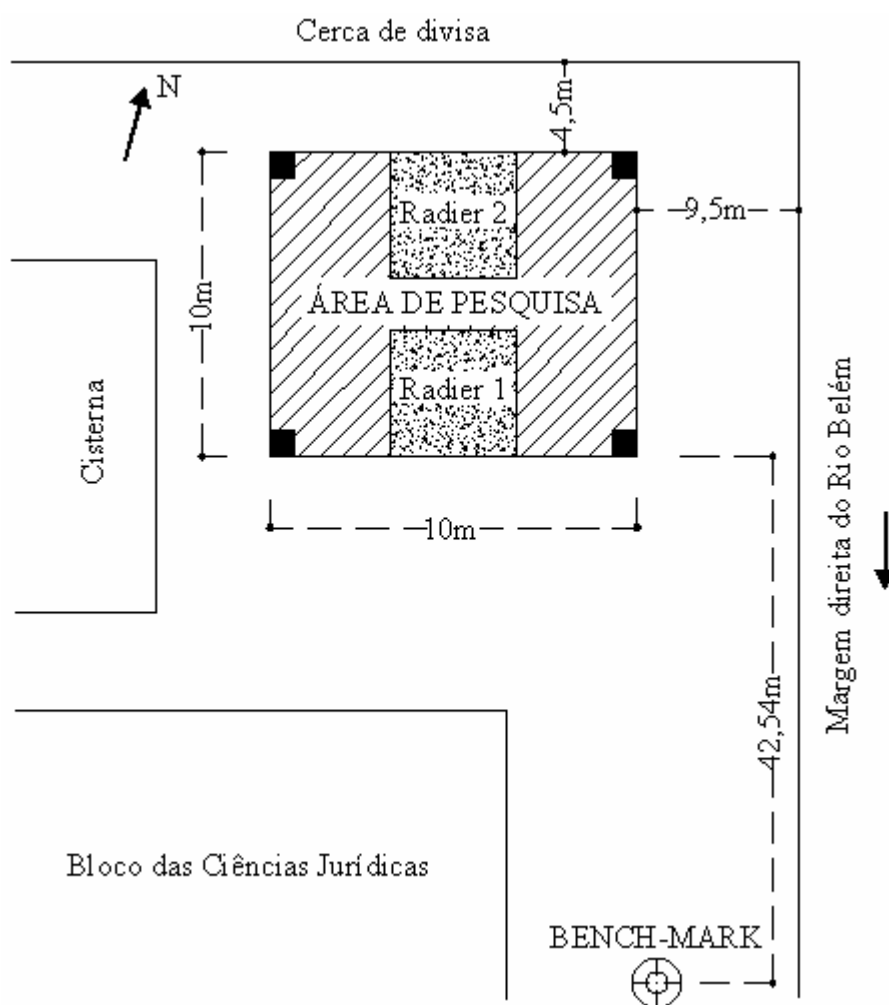


FIGURA 3.1 – LOCALIZAÇÃO DO SÍTIO EXPERIMENTAL
NOTA: Figura sem escala regular

A Figura 3.2 mostra respectivamente o acesso e o local de implantação dos radiers na área experimental.



FIGURA 3.2 – IMAGENS DA ÁREA DE IMPLANTAÇÃO DOS RADIERS

3.1.3 Coleta de amostras indeformadas

Tendo em vista os ensaios de campo pré-existent e consideradas as condições de pequeno carregamento inerentes a habitações de pequeno porte, decidiu-se coletar amostras indeformadas a partir da escavação manual de um poço quadrado, segundo as prescrições da NBR 9604 (1986), com seção transversal de 1,2 m x 1,2 m e profundidade de 2,5 m. A investigação prosseguiu até a profundidade de 4 m através da escavação com trado helicoidal, de forma a colher amostras deformadas para identificação de campo e caracterização posterior. Ressalta-se que o perfil de sondagem SPT identificou camada arenosa nessa profundidade, fato comprovado com esse procedimento.

As amostras indeformadas foram coletadas pelo entalhe manual de blocos cúbicos regulares com 20 cm de lado, sendo colhidas nas profundidades de 0,5 m, 1 m e 1,5 m. A fim de garantir o mínimo possível de perturbação nas operações de amostragem, preservando as condições “in situ”, utilizou-se uma ferramenta cortante, composta por dois cabos cilíndricos de madeira unidos por um fio de aço, para entalhar e cortar os blocos de solo.

Os detalhes geométricos do poço e a identificação de campo das amostras estão apresentados na Fig. 3.3.

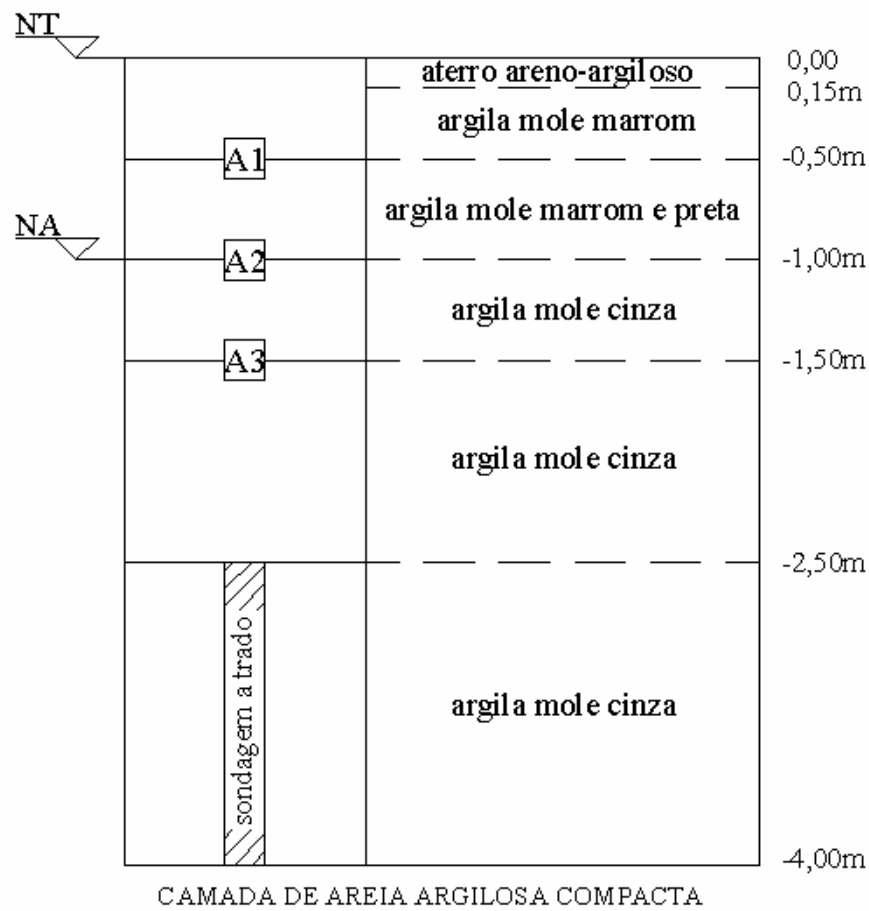


FIGURA 3.3 – POÇO DE AMOSTRAGEM

As caixas de madeira utilizadas para a amostragem indeformada e o detalhe do Rio Belém adjacente à área experimental estão mostradas na Figura 3.4.



FIGURA 3.4– CAIXAS DE AMOSTRAGEM E DETALHE DO RIO BELÉM

A rotina temporal dos procedimentos de escavação do poço e coleta das amostras está resumida no Quadro 3.1.

QUADRO 3.1 – RESUMO DOS PROCEDIMENTOS DE AMOSTRAGEM

Data	Atividade
12/12/03	<ul style="list-style-type: none"> • Confecção no CEFET/PR de três caixas de madeira do tipo compensado plastificado, com seção transversal interna de 20 cm x 20 cm, altura interna de 20 cm e espessura da chapa compensada igual a 10 mm. • Confecção no CEFET/PR de uma ferramenta para o corte dos blocos de solo, constituído por dois pequenos cabos de madeira, de forma cilíndrica, interligados por um fio de aço com 0,5 mm de espessura. • Escavação manual do poço, com seção transversal de 1,2 m x 1,2 m, até a cota -0,5 m com imediata coleta de amostra indeformada. • Entrega na UFPR da amostra colhida na profundidade de -0,5 m para a realização dos primeiros ensaios de caracterização, resistência e compressibilidade.
15/12/03	<ul style="list-style-type: none"> • Escavação manual do poço até a cota -1 m. • Coleta da amostra indeformada na cota -1 m. • Escavação manual do poço até a cota -1,5 m. • Coleta da amostra indeformada na cota -1,5 m.
16/12/03	<ul style="list-style-type: none"> • Escavação manual do poço até a cota -2,5 m. • Escavação manual com trado helicoidal até a cota -4 m. • Identificação visual e tátil de argila cinza e marrom até a profundidade de -4 m. • Entrega na UFPR das amostras colhidas nas cotas -1 m e -1,5 m para a realização dos ensaios de caracterização, resistência e compressibilidade.

FONTE: O autor

3.1.4 Ensaios de campo

Considerado o escopo desta pesquisa, destinada ao estudo de habitações de interesse social no que tange ao tema fundações, decidiu-se que os ensaios de campo, necessários e auxiliares às atividades de parametrização geotécnica do solo, seriam nomeadamente os de sondagem à percussão SPT (Standard Penetration Test) e de penetração de cone CPT (Cone Penetration Test). Ressalta-se que a decisão de não realizar técnicas de investigação mais sofisticadas, deveu-se tanto aos fatores tempo quanto custo, aliados ao fato de que para obras mais comuns, em especial do tipo a que se destina esta pesquisa, a parametrização geotécnica é muito limitada, o que se procurou seguir. Assim, tirou-se partido dos ensaios já existentes e realizados quando da execução do prédio adjacente e muito próximo à área experimental, de forma específica o bloco destinado ao funcionamento do curso de Direito da PUC/PR, também conhecido como Bloco das Ciências Jurídicas. As Figuras 3.5 e 3.6 mostram, respectivamente, os perfis de sondagem SPT e CPT mais próximos ao local. A Tabela 3.1 resume os valores médios dos CPT's.

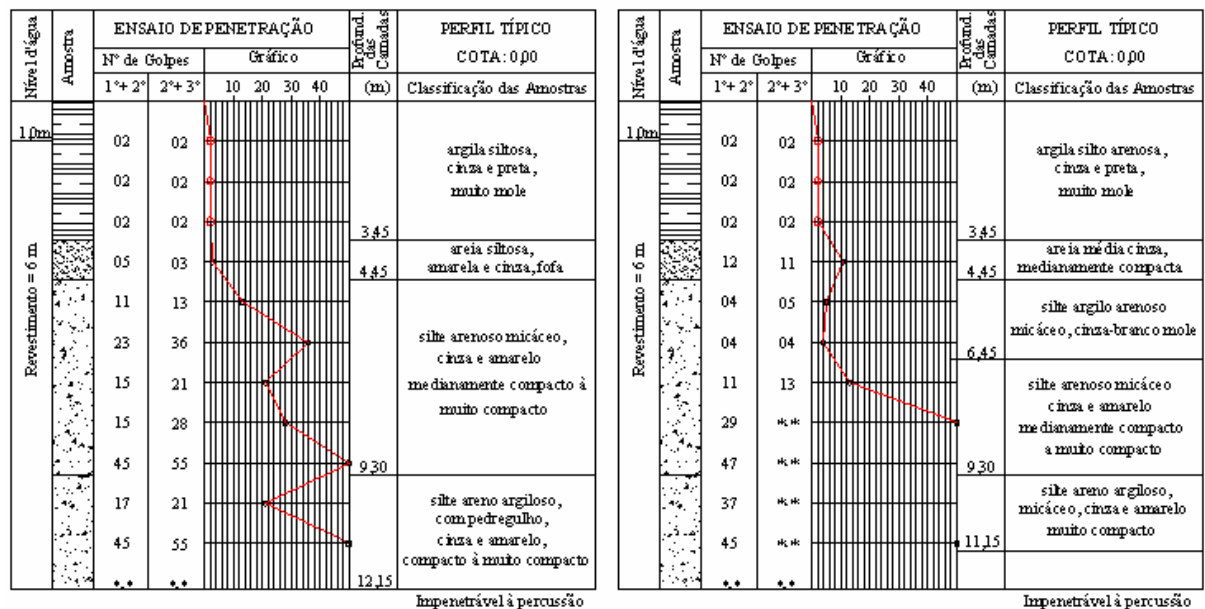


FIGURA 3.5 - PERFIS DE SONDAÇÃO SPT

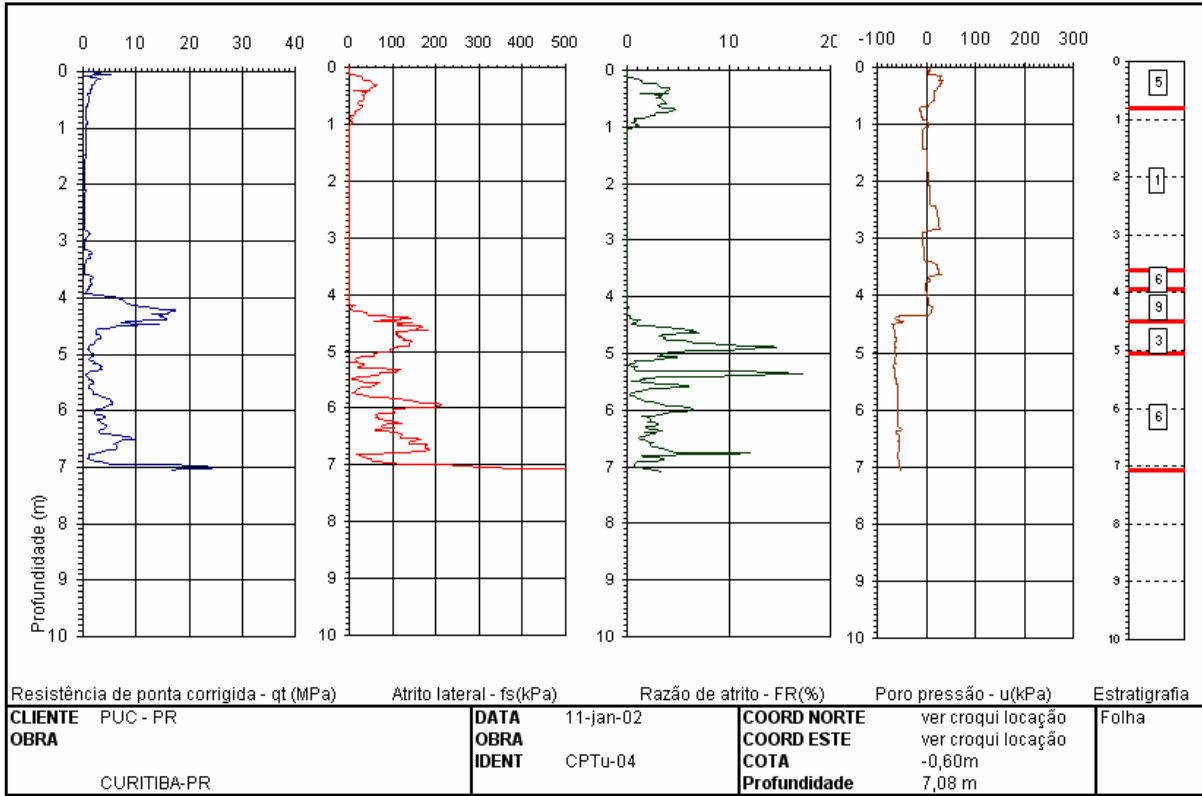
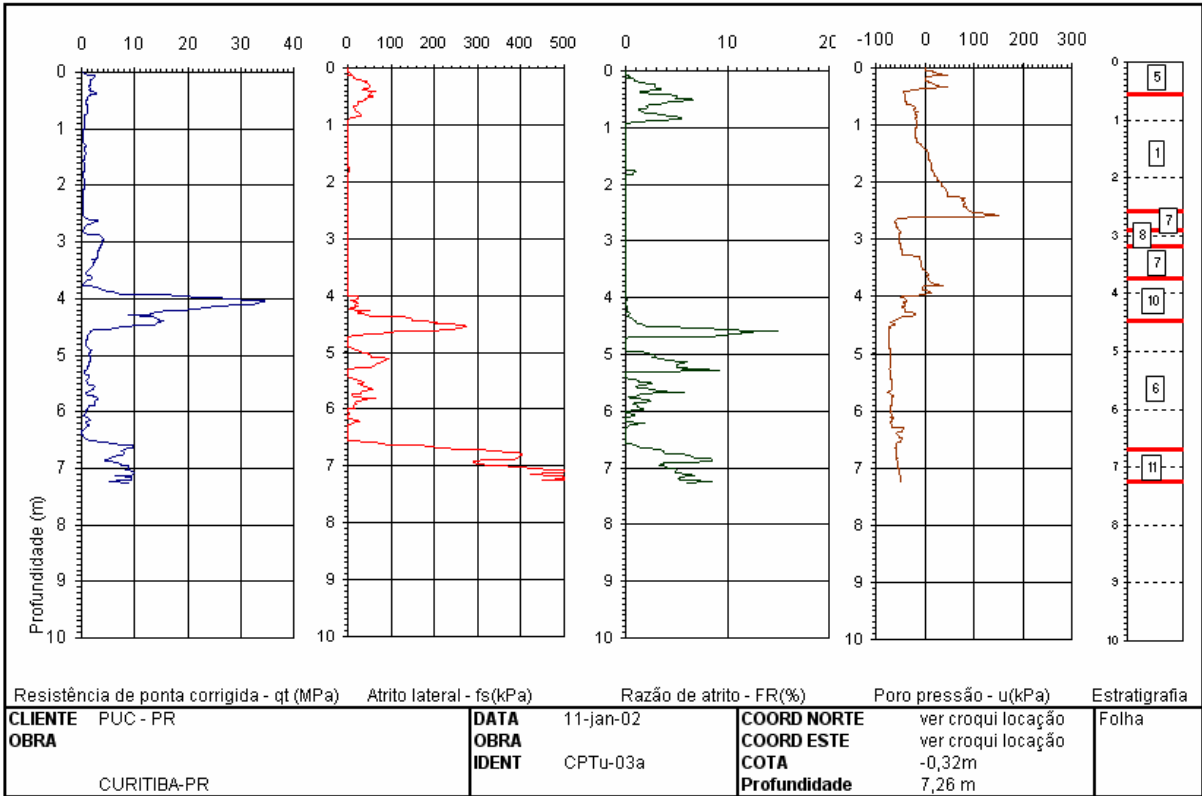


FIGURA 3.6 – PERFIS DE SONDAGEM CPT

TABELA 3.1 RESUMO DO ENSAIO CPT*

CPT -3				CPT – 4			
Prof.	Q _C	Prof.	F _S	Prof.	Q _C	Prof.	F _S
(m)	(Mpa)	(m)	(kPa)	(m)	(Mpa)	(m)	(kPa)
0,5	1,58	0,5	31,2	0,5	1,90	0,1	0,00
1,0	0,77	1,0	19,8	1,0	0,67	0,5	41,56
1,5	0,50	1,5	0,0	1,5	0,56	0,8	23,71
2,0	0,44	2,0	0,6	2,0	0,31	1,0	6,50
2,5	0,31	2,5	0,0	2,5	0,31	4,0	0,00
3,0	1,83	3,0	0,0	3,0	0,49	4,5	50,47
3,5	2,78	3,5	0,0	3,5	0,65	5,0	127,28
4,0	5,22	4,0	0,0	4,0	1,43	5,5	44,20
4,5	19,37	4,5	62,0	4,5	12,09	6,0	84,28
5,0	1,66	4,7	181,2	5,0	2,43	6,5	91,36
5,5	1,23	4,9	0,0	5,5	1,87	7,0	118,44
6,0	1,91	5,3	54,1	6,0	3,14	*-*	*-*
6,5	0,77	5,4	0,0	6,5	4,18	*-*	*-*
7,0	7,06	7,0	81,3	7,0	6,02	*-*	*-*

NOTA: Q_C = resistência de ponta; F_S = atrito lateral

*Valores médios

Sabendo-se das dificuldades de obtenção de propriedades geomecânicas dos solos, sobretudo a partir da coleta, transporte, manuseio e ensaios de amostras indeformadas, apresenta-se um conjunto de recomendações a respeito. Dentro do possível, em especial devida a limitações havidas nesta pesquisa, procurou-se seguir tal procedimento, que se acrescenta ao presente trabalho como contribuição (Quadro 3.2).

QUADRO 3.2 - DIRETRIZES PARA INSPEÇÕES GEOTÉCNICAS DE CAMPO

Nº	RECOMENDAÇÕES
1	Estar completamente familiarizado com a extensão do projeto, especificações técnicas e contratos.
2	Preservar uma cópia do planejamento de locação das perfurações e especificações de campo.
3	Estar familiarizado com o local, condições de acesso e quaisquer restrições.
4	Revisar a existência de informações geológicas e de subsuperfície.
5	Manter contato diário com o engenheiro de projeto geotécnico e fazer breve resumo com respeito ao andamento do trabalho, condições encontradas, problemas, etc.
6	Preencher formulários regularmente. Estes podem conter basicamente memorandos diários de campo, registros de perfurações, testes de integridade, instalação de poços e relatórios de despesas subcontratadas.
7	Observar de perto e a todo o momento o trabalho do perfurador, prestando particular atenção aos seguintes aspectos: medidas de comprimento das hastes e amostras; procedimentos de perfuração e amostragem; perda de água, abaixamento das hastes; contagem dos golpes do SPT; medidas de profundidade do nível de água.
8	Não hesitar em questionar o perfurador ou seu encarregado para que sigam as especificações.
9	Classificar as amostras de solo e rocha; acondicionar e etiquetar as amostras de solo; assegurar que amostras de rocha estão corretamente encaixotadas, fotografadas, armazenadas e protegidas.
10	Verificar que as amostras indeformadas são corretamente removidas, manipuladas, seladas, lacradas e transportadas.
11	Não divulgar informações a ninguém a menos que haja autorização do engenheiro de projeto geotécnico ou do gerente geral.
12	Trazer as ferramentas necessárias ao trabalho.
13	Levar ao escritório algumas amostras extras de solo para referência futura.
14	Não hesitar em interromper o trabalho e chamar o engenheiro de projeto geotécnico sempre que houver dúvidas ou forem encontrados problemas.
15	Lembrar sempre que os dados de campo são a base de todas as decisões subseqüentes e, portanto, são de suprema importância.

FONTE: Adaptado de MAINE e CHRISTOPHER (2001)

3.1.4.1 Normas técnicas

São muitas as normas relacionadas às atividades de parametrização geotécnica através dos ensaios de campo. Os Quadros 3.3 e 3.4 apresentam algumas destas normas, especialmente aquelas que estão no contexto deste trabalho.

QUADRO 3.3 – NORMAS BRASILEIRAS PARA INVESTIGAÇÃO DE CAMPO

ABNT		TÍTULO
NBR	ANO	*_*
8036	1979	Programação de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos para Fundações de Edifícios
9061	1985	Segurança de Escavação a Céu Aberto
6489	1984	Prova de Carga Direta sobre Terreno de Fundação
9603	1986	Sondagem a Trado
9604	1986	Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo com retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas
6484	1979	Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos
12069	1991	Solo – Ensaio de Penetração de Cone “in situ” (CPT)

FONTE: O autor

QUADRO 3.4 – NORMAS AMERICANAS PARA INVESTIGAÇÃO DE CAMPO

STANDARD		TITLE
AASHTO	ASTM	*_*
T 86	D 420	Guide for Investigations and Sampling Soil and Rock
-	D 1194	Test Method for Bearing Capacity of Soil for Static Load on Spread Footings
T 206	D 1586	Standard Penetration Test and Slip Barrel Sampling of Soil
M 145	D 2487	Test Method for Classification of Soils for Engineering Purposes
-	D 2488	Practice for Description and Identification of Soils
-	D 5778	Test Method for Eletronic Cone Penetration Testing of Soils.

FONTE: Adaptado de MAINE e CHRISTOPHER (2001)

3.1.5 Ensaaios de laboratório

Os ensaios de laboratório são elementos essenciais à engenharia geotécnica. Como a complexidade requerida para um projeto particular pode variar desde uma simples determinação de umidade até ensaios mais sofisticados, tais como são os de resistência e adensamento, recomenda-se identificar as necessidades do projeto a fim de aperfeiçoar o programa e, dessa forma, otimizar recursos sempre essenciais tais como o tempo e o dinheiro (MAINE; CHRISTOPHER, 2001, p.7).

Para estudar relações entre variáveis como carga e deformação, propósito conceitual desta pesquisa, exige-se a mais perfeita possível determinação de ambas. Considerando a complexidade de analisar interações entre materiais muito diferentes, como o solo e o concreto, e a reconhecida dificuldade em obter amostras realmente representativas do solo em estudo, optou-se pela realização de alguns ensaios que fornecessem parâmetros de importância, tais quais caracterização, compressibilidade e resistência.

Como contribuição à qualidade da parametrização, apresentam-se algumas recomendações básicas (Quadro 3.5) que devem ser observadas quando da realização de ensaios laboratoriais.

QUADRO 3.5 – DIRETRIZES PARA ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Nº	RECOMENDAÇÕES
1	Proteger as amostras com a finalidade de evitar perdas de umidade e danos estruturais.
2	Manipular cuidadosamente as amostras durante as operações de extrusão do amostrador
3	Numerar e identificar corretamente as amostras.
4	Armazenar as amostras em ambientes corretamente controlados.
5	Visualmente examinar e identificar as amostras depois de remover a sujeira da sua superfície.
6	Usar um penetrômetro de bolso ou miniatura de “vane-test” somente para uma indicação de resistência.
7	Selecionar cuidadosamente exemplares representativos para os ensaios.
8	Ter um número suficiente de amostras para selecionar.
9	Consultar sempre os registro de campo para a seleção das amostras.
10	Reconhecer distúrbios causados pela amostragem, a presença de cortes ou lama de perfuração.
11	Não depender somente da identificação visual para a classificação dos solos.
12	Sempre executar testes de matéria orgânica quando em solos classificados como orgânicos ou turfas.
13	Não secar o solo em fornos muito ou pouco aquecidos.
14	Não usar água da torneira para os ensaios quando a água especificada for destilada.
15	Jamais assumir que todas as amostras recebidas são saturadas.
16	A saturação pode ser realizada usando corretamente estágios de contrapressão.
17	Usar corretamente os anéis e membranas em ensaios triaxiais ou de permeabilidade.
18	Aparar uniformemente os extremos e os lados das amostras indeformadas.
19	Ter cuidado na identificação de “slickensides” e fissuras naturais. Informá-los.
20	Não atribuir erradamente rupturas devidas à “slickensides” como rupturas por corte.
21	Não usar os resultados dos ensaios de compressão simples para determinar módulo de elasticidade.
22	Incrementos de carga em testes de adensamento somente deverão ser aplicados após a finalização de cada estágio primário.
23	Usar taxas de deformação apropriadas para ensaios de resistência.
24	Não adivinhar as curvas “e – $\log(\sigma)$ ” com ensaios incompletos de adensamento.
25	Não reconstruir amostras alteradas pela amostragem ou manipulação para ensaios indeformados.
26	Identificar corretamente os exemplares para os ensaios de laboratório.
27	Não utilizar equipamentos e procedimentos de ensaio não normalizados.
28	Periodicamente calibrar os equipamentos de ensaio e manter os registros de calibração.
29	Ensaiar sempre um suficiente número de amostras para obter resultados representativos.

FONTE: Adaptado de MAINE e CHRISTOPHER (2001)

3.1.5.1 Normas técnicas

Tal como nos ensaios de campo, existe uma extensa gama de normas relacionadas às atividades de parametrização geotécnica através dos ensaios de laboratório. Os Quadros 3.6 e 3.7 apresentam algumas dessas normas, especialmente aquelas que estão no contexto deste trabalho.

QUADRO 3.6 - NORMAS BRASILEIRAS PARA ENSAIOS LABORATORIAIS

ABNT		TÍTULO
NBR	ANO	*_*
6457	1984	Solo - Preparação de Amostras para Ensaios de Caracterização e Compactação
7181	1984	Solo – Análise Granulométrica
6459	1984	Solo - Determinação do Limite de Liquidez
7180	1984	Solo - Determinação do Limite de Plasticidade
6508	1984	Solo - Determinação da massa específica real dos grãos
13600	1996	Solo – Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 400°
12770	1992	Solo - Ensaio de Resistência à Compressão não Confinada
12007	1990	Solo - Ensaio de Adensamento Unidimensional

FONTE: O autor

QUADRO 3.7 – NORMAS AMERICANAS PARA ENSAIOS LABORATORIAIS

STANDARD		TITLE
AASHTO	ASTM	*_*
T 265	D 4959	Test Method for Determination of Water (Moisture)
T 100	D 854	Test Method for Specific Gravity of Soils
T 88	D 422	Method for Particle-Size Analysis of Soils
T 89/90	D 4318	Test Method for Limit Liquid, Plastic Limit and Plasticity Index of Soils
T 208	D 2166	Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil
T 296	D 2850	Unconsolidated, Undrained Compressive Strength of Clay and Silt Soils in Triaxial Compression
T 297	D 4767	Consolidate Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils
T 236	D 3880	Direct Shear Test of Soils for Consolidated Drained Conditions
T 216	D 2435	Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils (Oedometer Test)

FONTE: Adaptado de MAINE e CHRISTOPHER (2001)

Os ensaios de laboratório realizados e suas respectivas normas técnicas estão apresentados no Quadro 3.8.

QUADRO 3.8 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO REALIZADOS

OBJETIVOS	NOMES	NORMAS
Identificação	Identificação visual de amostras de solo	*_*
Propriedades	Teor de umidade natural	NBR 6457- 1984
	Determinação da massa específica.	NBR 6508 - 1984
	Análise granulométrica	NBR 7181 - 1984
	Limite de liquidez	NBR 6459 - 1984
	Limite de plasticidade	NBR 7180 - 1984
	Teor de matéria orgânica	NBR 13600 - 1996
Resistência	Resistência à compressão não confinada	NBR 12770 - 1992
	Ensaio de cisalhamento direto	ASTM D - 3080
Compressibilidade	Adensamento unidimensional	NBR 12007 - 1990

FONTE: O autor

3.1.6 Parametrização geotécnica

A parametrização geotécnica, realizada através de ensaios de campo e laboratório, destinou-se à determinação das propriedades físicas e mecânicas do subsolo interessado, a maioria dessas relacionadas à obtenção de índices físicos, parâmetros de resistência e compressibilidade. Ressalta-se que, embora todas as dificuldades em correlacionar parâmetros a partir de técnicas diferentes tais quais as utilizadas no campo ou laboratório, tirou-se partido do grande número de dados e correlações existentes na literatura técnica para obter alguns deles e utilizá-los em intervalos confiáveis. A simulação computacional realizada neste trabalho, importante pela possibilidade de fazer previsões como também testar e ajustar métodos de análise, foi abastecida com estes parâmetros.

3.1.6.1 Caracterização física e classificação

Para esta fase da parametrização, foram realizados no Laboratório de Materiais e Estruturas de Universidade Federal do Paraná (LACTEC/UFPR) ensaios de análise granulométrica, limites de consistência, determinação do teor de umidade, grau de saturação, peso específico dos grãos do solo e quantidade de matéria orgânica.

Devido à relativa homogeneidade do tipo de solo, predominantemente argiloso até a profundidade de interesse da pesquisa, aproximadamente quatro metros, fato esse comprovado nas operações de amostragem indeformada e também pelos ensaios de campo previamente disponíveis, decidiu-se pela utilização de valores médios, obtidos a partir da mistura entre as amostras coletadas nas profundidades de 0,5 m, 1 m e 1,5 m.

A curva representativa do ensaio de análise granulométrica, peneiramento e sedimentação, está apresentada na Figura 3.7. A Tabela 3.2 resume os resultados da caracterização física.

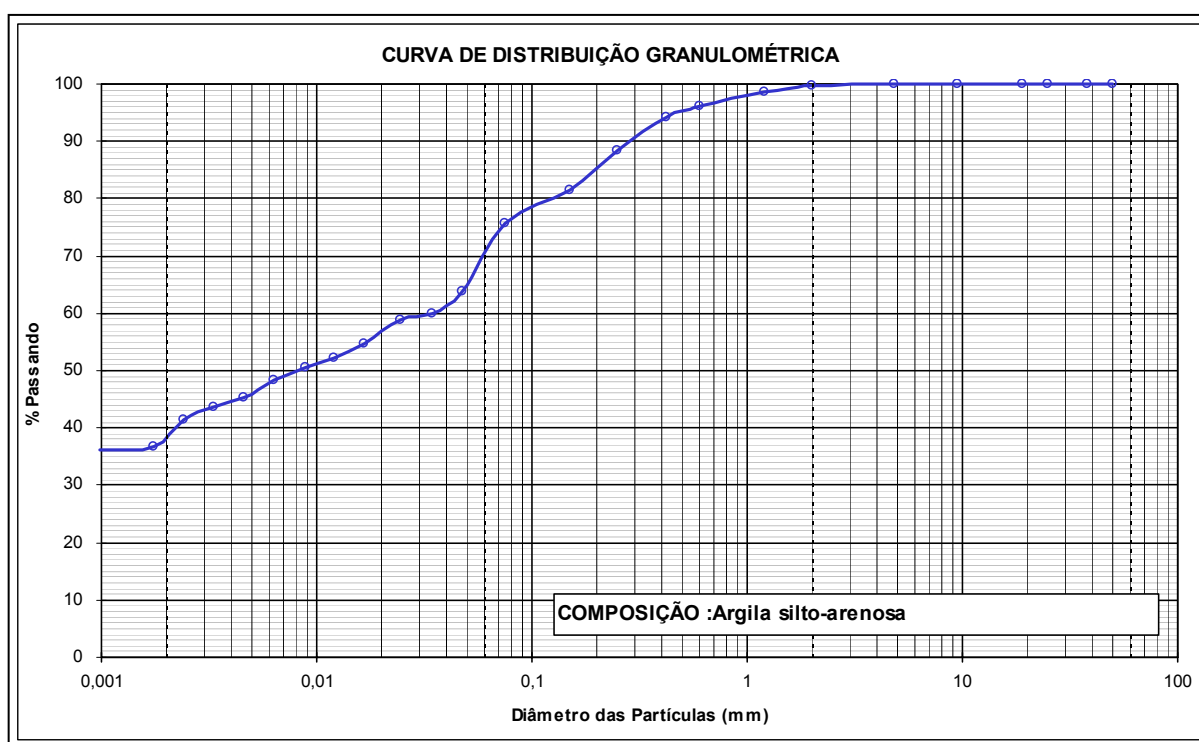


FIGURA 3.7 – CURVA GRANULOMÉTRICA (ABNT)

TABELA 3.2 – CARACTERIZAÇÃO

Amostra	Nº	1
Caracterização	Profundidade (m)	1,0
Argila ¹	(%)	37
Silte ¹	(%)	34
Areia fina ¹	(%)	29
Matéria orgânica ¹	(%)	8,2
h_{nat}	(%)	29,89
δ	*-*	26,05
γ_g	(kN/m ³)	26,05
γ_{nat}	(kN/m ³)	19,26
γ_s	(kN/m ³)	14,53
LL ¹	(%)	41
LP ¹	(%)	26
IP ¹	*-*	15
IC	*-*	0,741

NOTA: ¹Ensaio realizado no LACTEC
(Laboratório de Materiais e Estruturas da UFPR)

O solo é classificado com sendo uma argila silto-arenosa, de média plasticidade e baixa compressibilidade, de consistência muito mole a mole. A classificação da consistência considerou os resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão simples para amostras indeformadas obtidas nas profundidades de 0,5 m, 1 m e 1,5 m, com valores de 19,8 kPa (0,20 kgf/cm²), 20,70 kPa (0,21 kgf/cm²) e 48,04 kPa (0,49 kgf/cm²), respectivamente (TERZAGHI; PECK, 1962, p. 36-41).

3.1.6.2 Parâmetros de resistência

Tendo em vista as dificuldades encontradas na parametrização geotécnica do subsolo, de forma específica quanto aos parâmetros de resistência ao cisalhamento, optou-se pela realização de ensaios de compressão simples para a definição da resistência não drenada média (S_u) bem como pelo aproveitamento dos ensaios de penetração de cone (CPT) disponíveis para a estimativa do módulo de elasticidade (E_s). Os resultados numéricos dos ensaios RCS estão integralmente apresentados no Apêndice.

A Tabela 3.3 resume os parâmetros resistentes obtidos a partir dos ensaios de RCS e as Figuras 3.8, 3.8A e 3.8B mostram suas respectivas curvas nas profundidades de 0,5 m, 1,0 m e 1,5 m.

TABELA 3.3 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

_	Amostras	1	2	3
Resistência	Profundidades	0,5 m	1,0 m	1,5 m
γ_{nat}	(kN/m ³)	17,17	11,11	15,20
RCS	(kPa)	19,8	20,7	48,04
E_s	(kPa)	721	753	1922
c (S_u)	(kPa)	9,90	10,35	24,02
ϕ	(°)	0	0	0

NOTA: “ ϕ ” admitido igual a zero; “c” utilizado = S_u (médio)



FIGURA 3.8 – CURVA DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

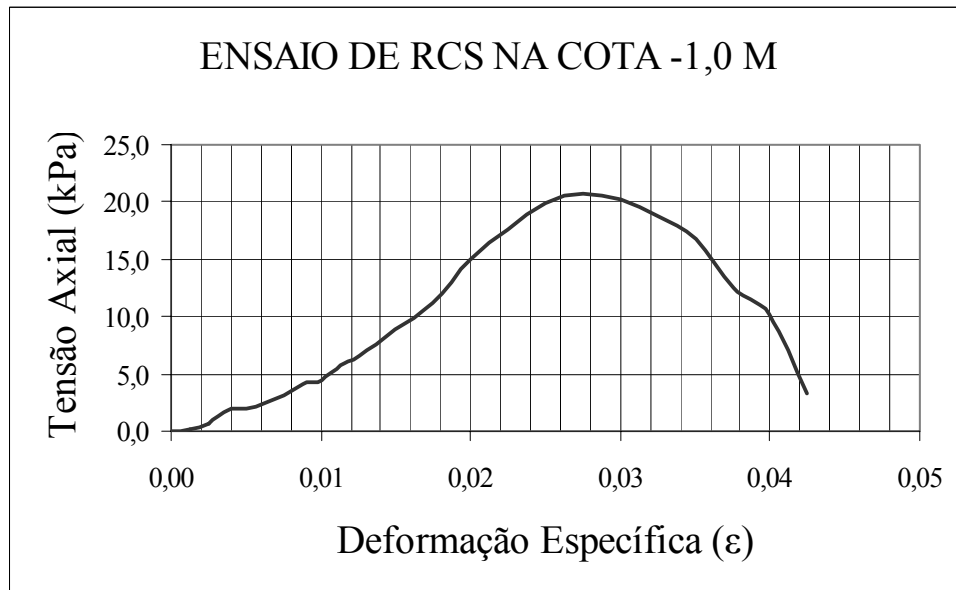


FIGURA 3.8A – CURVA DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

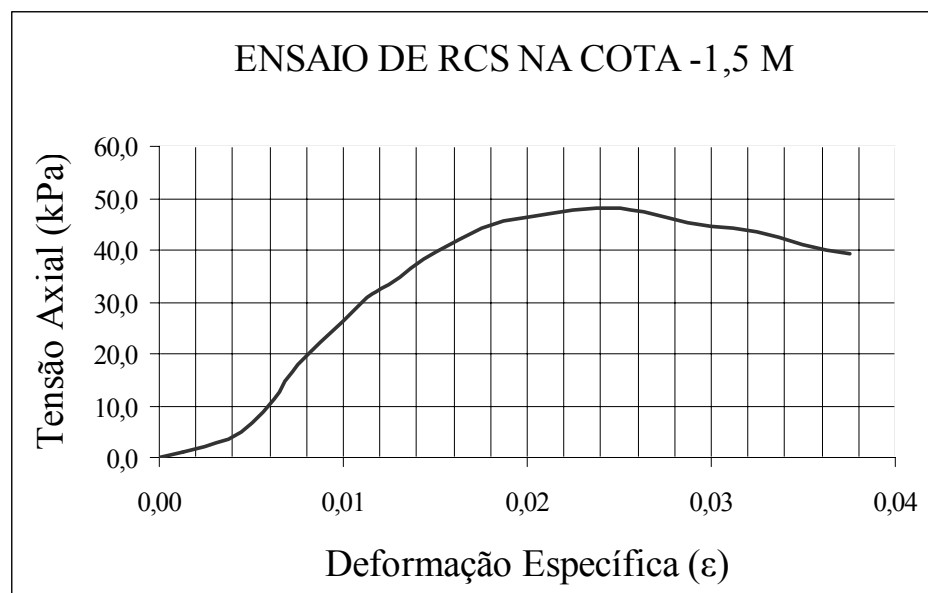


FIGURA 3.8B – CURVA DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

3.1.6.3 Parâmetros de compressibilidade

Os ensaios destinados à obtenção dos parâmetros de compressibilidade do solo tais quais o índice de compressão, o coeficiente de compressibilidade volumétrica, o módulo edométrico e o coeficiente de adensamento determinados por ensaios edométricos inundados, nas profundidades de amostragem iguais a 0,5 m, 1 m e 1,5 m, estão integralmente apresentados no Apêndice. A Tabela 3.5 resume os parâmetros obtidos e a Figura 3.9 a curva de adensamento na cota -1,5 m..

TABELA 3.5 – PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE

_	Amostras	1	2	3
Compressibilidade	Profundidades	0,5 m	1,0 m	1,5 m
γ_{nat}	(kN/m ³)	18,69	11,32	15,50
σ'_{vm}	(kPa)	117,68	54,92	176,52
Cc	*_*	0,18	0,92	0,78
Cs	*_*	0,037	0,27	0,17
E _{ed}	(kPa)	2645	872	3335
Cv	(cm ² /seg)	*_*	*_*	1,6x10 ⁻³

NOTA: σ'_{vm} (tensão de pré-adensamento) obtida pelo método Pacheco Silva (ABNT – MB 3336, 1990);
E_{ed} obtido no intervalo de 12,5 kPa a 50 kPa..

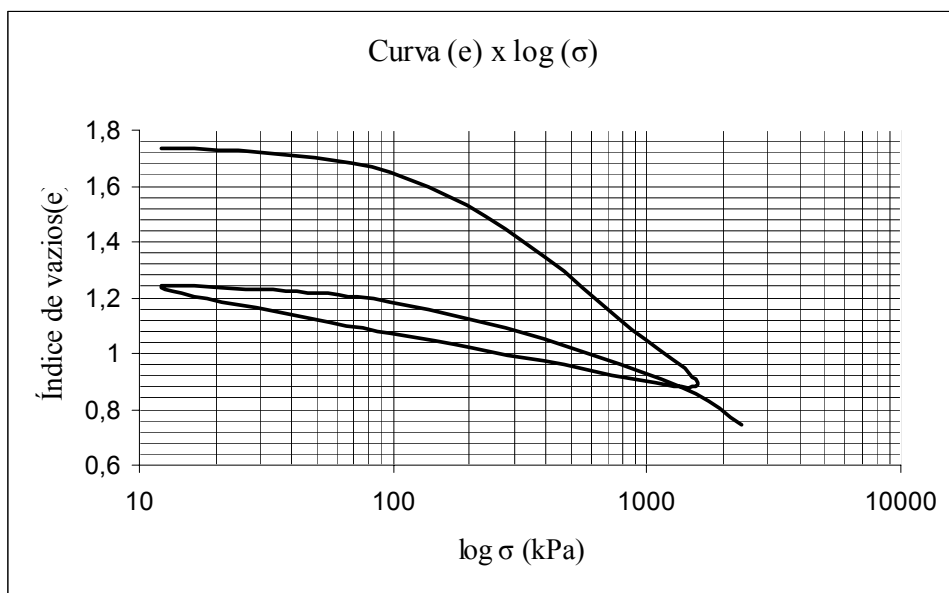


FIGURA 3.9 – CURVA DE ADENSAMENTO (-1,5 m)

3.1.7 Dimensionamento dos radiers

Os radiers foram estruturalmente dimensionados para atenderem às recomendações da NBR 6118 (2003) de forma a suportarem, dentro dos limites estabelecidos, todas as cargas previstas no experimento. Para tanto, utilizou-se o programa SAP2000, adotando-se previamente o valor do coeficiente de recalque igual a 10 MPa/m, mínimo encontrado na literatura técnica, como por exemplo, em PACKARD¹³ citado por RODRIGUES e CASSARO (2002, p. 14), HACHICH et al. (1996, p. 186) ou DE MELLO¹⁴ citado por VELLOSO e LOPES (2002, p. 169). A especificação completa dos radiers, suas geometrias, materiais utilizados e quantitativos está apresentada na Tabela 3.6.

TABELA 3.6 – ESPECIFICAÇÕES DOS RADIERS

GEOMETRIA	Lado 1	Lado 2	Espessura	Volume	Volume total
Unidades	(m)	(m)	(m)	(m ³)	(m ³)
Especificações	4,0	4,0	0,08	1,28	2,56
PARÂMETROS	fck	fyk	Slump	a/c	Consumos
Unidades	(MPa)	(MPa)	(mm)	*-*	(kN/m ³)
Concreto Usinado	20	*-*	80±20	0,5	4,071 ¹
Aço CA-60 (5,0 mm)	*-*	600	*-*	*-*	0,404

NOTA: ¹Consumo de cimento

Obs.: A brita utilizada foi do tipo 1 e o concreto de classe C20

3.1.7.1 Geometria adotada na seção transversal do radier

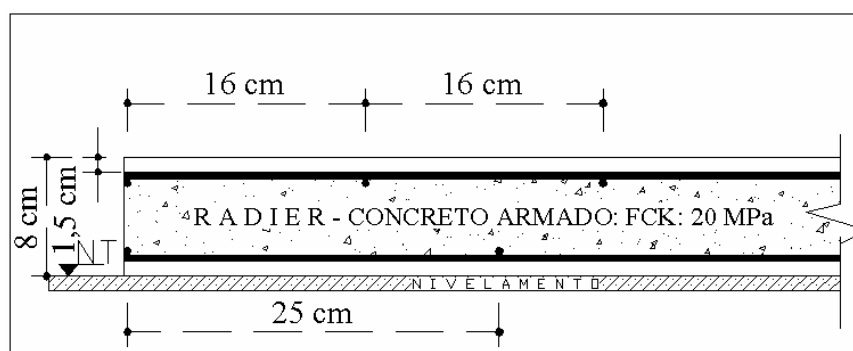


FIGURA 3.10 – SEÇÃO TRANSVERSAL DO RADIER

¹³ PACARK, ROBERT. **Slab Thickness Design for Industrial Concrete Floors on Grade**. Portland Cement Association. Concrete Information, Skokie, USA, 1976.

3.1.7.2 Método de cálculo estrutural

O dimensionamento estrutural dos radiers foi feito através de modelagem em um programa de análise por elementos finitos (SAP2000), a partir da definição das dimensões geométricas, caracterização do solo de fundação (apoio sobre base elástica) e definição dos casos de carregamentos, utilizando elementos de placa quadrangulares com seus nós apoiados sobre molas. A partir dos esforços solicitantes, deformações e reações de apoio obtidas do processamento, o processo de verificação de tensões e dimensionamento das placas de concreto armado foi feito de acordo com o Código Modelo CEB-FIP (1978), utilizando um aplicativo com resposta gráfica denominado ASSTEEL, desenvolvido por SILKA PEREIRA et al. (2003).

3.1.8 Simulação computacional

As simulações numéricas e computacionais destinadas à previsão de comportamento do radier 1 (Tipo A) foram feitas com o apoio do programa de análise por elementos finitos denominado ELPLA 8.0 (ELASTIC PLATE), em sua versão Standard e limitada em duzentos nós. Resumidamente, o programa analisa radiers de formas arbitrárias e com modelo real de subsolo, utilizando o método dos elementos finitos para a solução matemática do problema. Em sua versão profissional, pode analisar diferentes tipos de modelos de subsolo, especialmente o modelo contínuo tridimensional que considera qualquer número de camadas irregulares, além de possibilitar a escolha de fundação flexível, elástica ou rígida a fim de compará-las (KANY; GENDY, 2002).

Quanto aos métodos analíticos disponíveis na versão Standard, estão relacionados no Quadro 3.9, tendo a presente análise sido realizada a partir do método 2, com modelo de Winkler e módulos de reação ou coeficientes de recalque calculados a partir das camadas de solo propostas (Figura 3.11).

¹⁴ DE MELLO V. F. B. **The Standard Penetration Test – State of the Art Report**, Proceedings 4th. Pan American CSMFE, Puerto Rico, v. 1, p. 1-86., 1971.

QUADRO 3.9 – MÉTODOS DE ANÁLISE COMPUTACIONAL

Tipo	Descrição
1	Pressão de contato linear, supondo modelo simples.
2	Módulos de reação vertical calculados a partir das camadas de solo, modelo de Winkler; análises linear e não linear.
3	Módulo de compressibilidade para radier elástico, com solução do sistema linear de equações por interação no modelo contínuo.
4	Módulo de compressibilidade para radier rígido e no modelo contínuo.

FONTE: O autor.

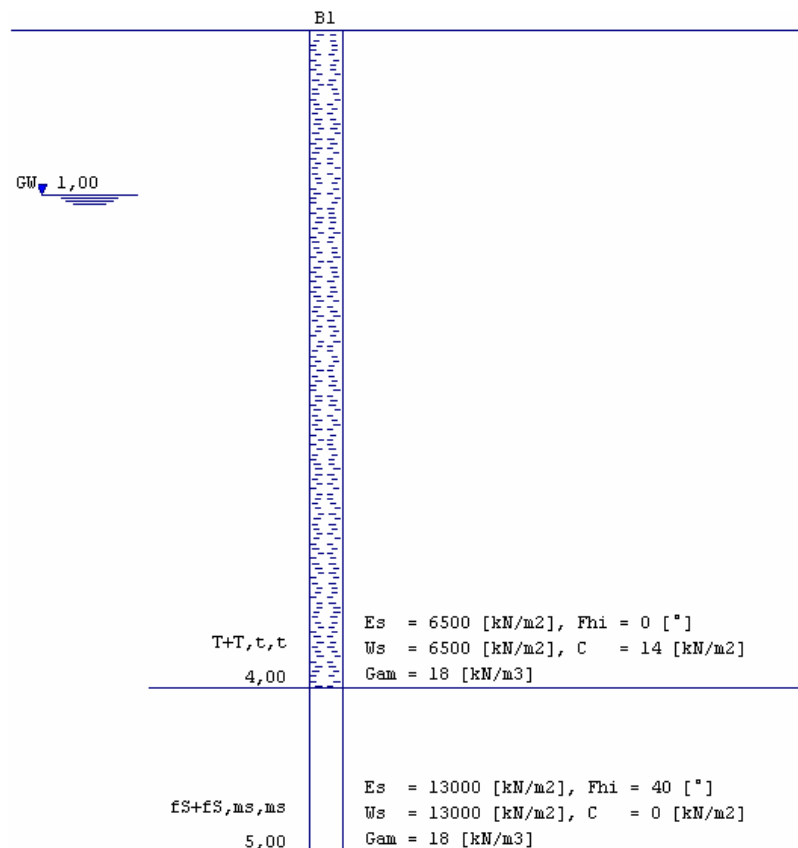


FIGURA 3.11 – CARACTERÍSTICAS DO SUBSOLO ADOTADAS NA SIMULAÇÃO

FONTE: Programa ELPLA 8.0

NOTA: W_s = módulo de compressibilidade na recarga

3.1.8.1 Recalques calculados por simulação numérica

Os recalques foram calculados para as condições experimentais com os três tipos de carregamento previstos. Os parâmetros geomecânicos médios utilizados foram obtidos por ensaios de resistência à compressão simples, adensamento e mesmo por correlações com ensaios de campo. As Tabelas 3.7 e 3.8 resumem parâmetros, recalques e distorções máximas obtidas pelas simulações precedentes ao experimento real nas suas diferentes formas de carregamento. As Figuras 3.11A e 3.11B mostram a malha de elementos finitos adotada, os recalques obtidos em todos os nós e a deformação teórica do radier 1 na carga tipo 1.

TABELA 3.7 - CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DA SIMULAÇÃO

Parâmetros	E	NA	ν	γ_c	d
Unidades	(MPa)	(m)	*-*	kN/m ³	(m)
Solo	*-*	-1,00	0,40	*-*	*-*
Radier	20000	*-*	0,25	25	0,08
Método	Modulus of subgrade reaction is defined by the user				

FONTE: Programa ELPLA 8.0

TABELA 3.8 - RESUMO DOS RECALQUES E DISTORÇÕES

RECALQUE(mm)			
PINO – NÓ	C T-1	C T-2	C T-3
Nº	9,46 kPa	14,71 kPa	10,91 kPa
P1 – N1	5,4	3,8	24,5
P2 – N79	3,4	3,9	11,8
P3 – N157	5,4	3,8	6,5
P4 – N163	3,4	3,9	2,9
P5 – N169	5,4	3,8	6,6
P6 – N91	3,4	3,9	2,9
P7 – N13	5,4	3,8	6,5
P8 – N7	3,4	3,9	11,8
P9 – N85	1,4	4,0	3,8
β_{\max} (P1-P9)	1/635	*-*	1/123

NOTA: C T = Carga Tipo – valor médio uniformemente distribuído.

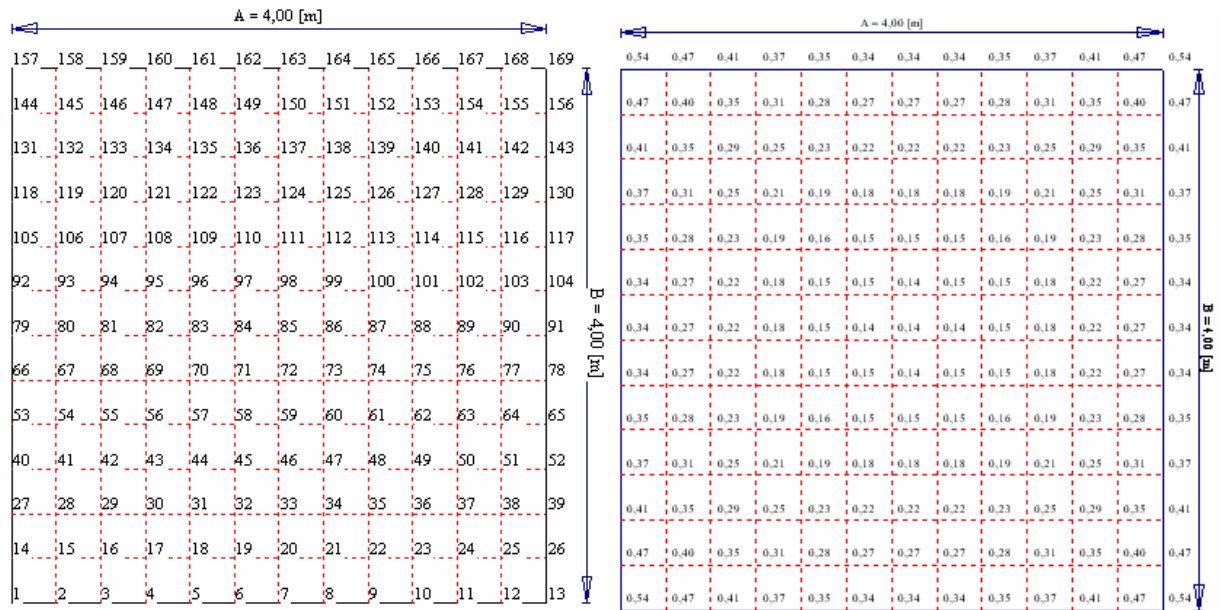


FIGURA 3.11A - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E RECALQUES NA CT-1

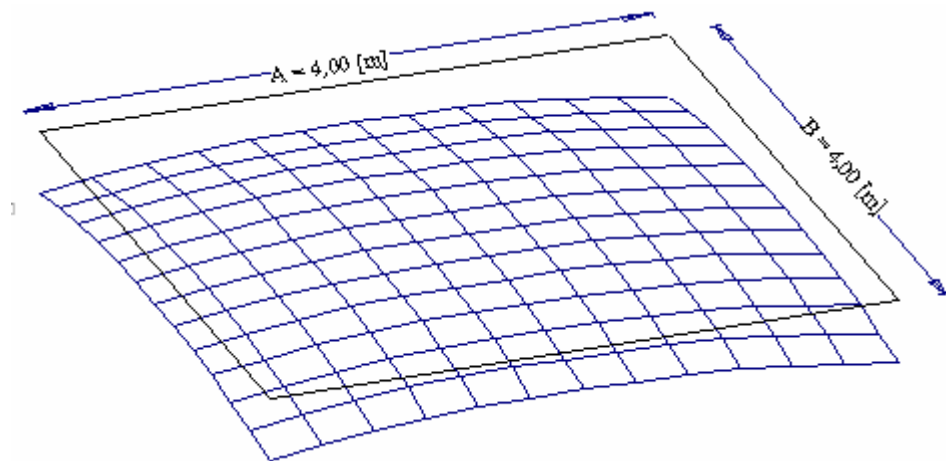


FIGURA 3.11B – DEFORMAÇÃO DO RADIER NA CT-1

3.1.9 Construção dos radiers

Os radiers foram construídos de forma a obedecerem aos critérios e recomendações do projeto.

Após a locação, decidiu-se realizar o nivelamento das plataformas de implantação dos radiers através de corte médio de 10 cm no terreno, executado manualmente pelos operários. Sobre este corte, após a colocação das formas de madeira, foi esparramada e compactada uma camada de areia grossa, com espessura de aproximadamente 2 cm e com a finalidade de propiciar uma condição adequada à execução das armaduras. Essas, em barras de aço CA-60, com 5 mm de diâmetro e cortadas com 4 m de comprimento, tiveram sua montagem dividida em duas etapas. Na primeira, foram executadas as armaduras inferiores, malhas quadradas com espaçamento de 25 cm, diretamente sobre a plataforma nivelada. Colocados os espaçadores de concreto, com 1,5 cm de espessura na parte inferior e 3 cm entre malhas, com consumo de aproximadamente quatro unidades por metro quadrado (4 unid./m²), iniciou-se a segunda etapa, que consistiu na montagem da ferragem superior, definindo malha quadrada com espaçamento de 16 cm, realizada fora da plataforma e posteriormente posicionada sobre os espaçadores previamente colocados. Esse procedimento teve como objetivo facilitar a montagem das armaduras superiores como também garantir o cobrimento projetado entre as mesmas.

Entende-se oportuno referir-se ao não atendimento de uma recomendação prescrita na NBR 6122 (1996) sobre a execução de uma camada de concreto magro sob o elemento de fundação direta. Entendeu-se que a sua transitoriedade e permanente evolução poderiam contemplar, no futuro, uma exceção aos casos especiais, sobretudo em um país de tanta carência habitacional e necessitando de moradias mais baratas. Uma outra razão foi meramente técnica, à medida que se buscou realizar este experimento nas condições mais desfavoráveis possíveis, evitando interferências significativas nas análises de comportamento entre o radier e o solo de fundação.

Da mesma forma e com relação ao cobrimento adotado para a armadura inferior, não atendendo ao mínimo recomendado pela NBR 6118 (2003) ou 2 cm, ressalta-se que essa armadura era desnecessária segundo o dimensionamento estrutural

realizado. A sua utilização destinou-se, portanto, a garantir uma certa flexibilidade de carregamentos nas análises de interação radier–solo como também atender a recomendação dessa mesma norma no sentido de melhorar a ductilidade das peças fletidas.

Após as etapas anteriores, os raders foram concretados, desempenados e tiveram suas curas realizadas com a colocação de água. Refere-se à qualidade verificada após esse processo, não sendo verificadas quaisquer fissuras ou mesmo a exposição indevida das armaduras superiores.

O concreto utilizado foi doado e fornecido pela empresa ENGEMIX SA., que prontamente atendeu esta solicitação. Como contrapartida, solicitou o envio dos relatórios experimentais a fim de acompanhar o andamento do projeto. Também os espaçadores de concreto e as guias de madeira para a execução das formas, foram materiais doados pelas empresas JACP ME. e PUCPR, respectivamente.

3.1.9.1 Locação dos vértices e marcação dos níveis de referência

A Figura 3.12 mostra o detalhe da marcação do nível de referência para o nivelamento das plataformas e também o posicionamento de um dos vértices do radier.



FIGURA 3.12 – NÍVEL DE REFERÊNCIA

3.1.9.2 Execução das colunas de areia sob o radier 2

Uma das propostas deste projeto de pesquisa consiste em buscar alternativas simples e que proporcionem uma melhor interação estrutura-solo. Como possível solução para o problema do comportamento de radier sobre solo mole, e a fim de verificar a provável melhoria na capacidade de suporte e compressibilidade da formação ensaiada, foram executadas colunas verticais de areia regularmente distribuídas sob o radier. Pretendeu-se com esse procedimento verificar alterações de comportamento do radier 2 em relação ao radier 1, para os mesmos carregamentos.

O estudo da melhoria de solos moles pela incorporação de elementos mais resistentes tais como colunas de areia ou brita tem sido amplamente proposto por inúmeros pesquisadores e realizado em diversos empreendimentos ou mesmo em sítios experimentais (MITCHELL; JARDINE, 2002; SHAHU; MADHAV; HAYASHI, 2000). Tira-se partido da incorporação ao maciço de materiais cujas propriedades resistentes sejam maiores quando comparadas com o material natural e, dessa forma, procura-se acelerar o processo de recalques por adensamento, além de diminuí-los em valor absoluto. As colunas de areia neste caso funcionam como elementos drenantes e também resistentes, de modo que o comportamento do maciço possa adquirir expressiva melhoria em suas propriedades de resistência e compressibilidade.

O método consistiu basicamente em, antes do nivelamento do terreno de implantação, escavar com trado manual helicoidal elementos cilíndricos e preenchê-los com areia, em três camadas sucessivas, compactadas manual e individualmente com um caibro de madeira e sem adição de água. As Figuras 3.13, 3.14, 3.15 e 3.16 mostram o processo executivo, a curva granulométrica da areia e o projeto de implantação, respectivamente. O Quadro 3.10 resume as especificações relativas às colunas de areia.



FIGURA 3.13 – EXECUÇÃO DAS COLUNAS DE AREIA



FIGURA 3.14 – EXECUÇÃO DAS COLUNAS E FERRAMENTAS UTILIZADAS

QUADRO 3.10 – DADOS GERAIS DAS COLUNAS DE AREIA

Geometria	Seção (m)	0,2
	Comprimento (m)	1,0
Especificações	Quantidade (unidades)	25
	Espaçamento (m)	0,9
	Área relativa (%)	5,0
Compactação	Nº de camadas	3
	Nº de golpes/camada	45
	Ferramenta	Caibro de madeira
	Seção (m x m)	(0,1 x 0,1)
	Comprimento (m)	2,0
Classificação	Análise granulométrica (NBR 7181/84)	Areia média a grossa
Volumes	Nominal (m ³)	0,0314

FONTE: O autor

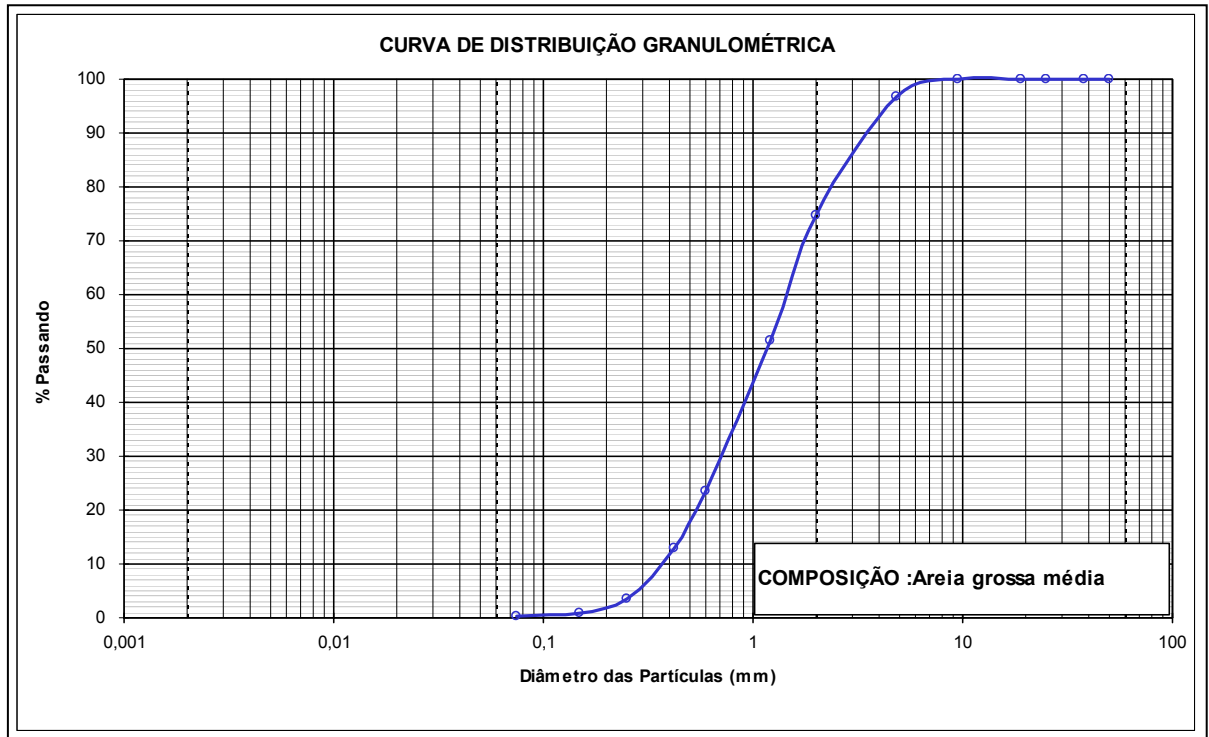


FIGURA 3.15 – CURVA GRANULOMÉTRICA (ABNT)

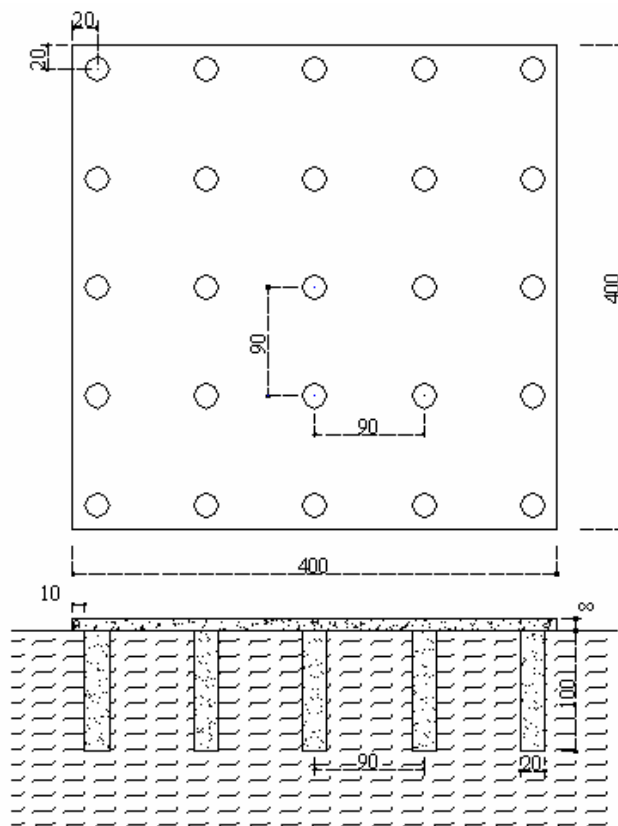


FIGURA 3.16 – PROJETO DAS COLUNAS DE AREIA

3.1.9.3 Escavação e execução dos gabaritos de madeira nivelados

Pequena escavação para nivelar o terreno superficial e garantir a uniformidade da espessura dos radiers foi feita (Figura 3.17).

As formas, perfeitamente niveladas, foram executadas com madeira de pinho, caibros com espessura e altura de 2 cm e 10 cm respectivamente, travados por pontaletes com espessura, largura e comprimento de 2 cm, 5 cm e 30 cm respectivamente, posicionados a cada 80 cm. Após a colocação e travamento das formas, foi espalhada, nivelada e compactada uma camada de areia de 2 cm, com a finalidade de servir de base para a execução das ferragens e também garantir a espessura projetada do radier que foi de 8 cm.



FIGURA 3.17 – PLATAFORMAS

3.1.9.4 Execução das ferragens e colocação dos espaçadores

As barras de aço CA-60 com 5 mm de diâmetro foram adquiridas e cortadas no tamanho especificado em projeto. Dessa forma, o procedimento se deu pela amarração das malhas quadradas, nos espaçamentos de 25 cm na malha inferior e 16 cm na superior. A fim de garantir os cobrimentos de projeto, foram utilizados espaçadores de concreto com um consumo de aproximadamente quatro unidades por metro quadrado ($4/m^2$). A Figura 3.18 mostra as ferragens executadas e a colocação dos espaçadores.



FIGURA 3.18 – FERRAGENS E COLOCAÇÃO DE ESPAÇADORES

3.1.9.5 Concretagem dos radiers

Após a chegada do concreto usinado e durante a verificação do “slump” de projeto, foram molhadas as formas e as plataformas. A partir de então, procedeu-se à concretagem dos radiers, realizada com o auxílio de um carrinho de mão (Fig. 3.19).



FIGURA 3.19 – CONCRETAGEM DOS RADIERES

Corpos de prova de concreto, moldados em 27/02/2004, apresentaram resistências aos 7 dias e 28 dias de 20,6 MPa e 23,9 MPa, respectivamente. As figuras 3.20 e 3.21 mostram a moldagem e os dois radiers construídos.



FIGURA 3.20 – CORPO DE PROVA



FIGURA 3.21 – RADIERS

3.1.10 Pinos de monitoramento: projeto, construção e locação

Parte essencial da pesquisa, os pinos utilizados na medição dos recalques foram cuidadosamente planejados, projetados, construídos e fixados aos radiers. Foram utilizados 9 (nove) pinos por radier perfazendo, portanto, um total de 18 (dezoito) unidades.

O aço utilizado na produção dos pinos, conjuntos de base fixa, parafuso interno de vedação e boleto de leitura, foi o SAE 1020. Quanto ao boleto de medição, foi construído com inércia suficiente para evitar possíveis avarias nas operações de controle desenvolvidas ao longo da fase experimental. Como detalhe importante a ser referido e, por ser utilizado na vertical, sua extremidade superior foi construída de forma perfeitamente esférica. Assim, obteve-se uma superfície adequada ao posicionamento e nivelamento da régua milimétrica. As Figuras 3.22, 3.23 e 3.24 mostram seus detalhes de posicionamento e construção.

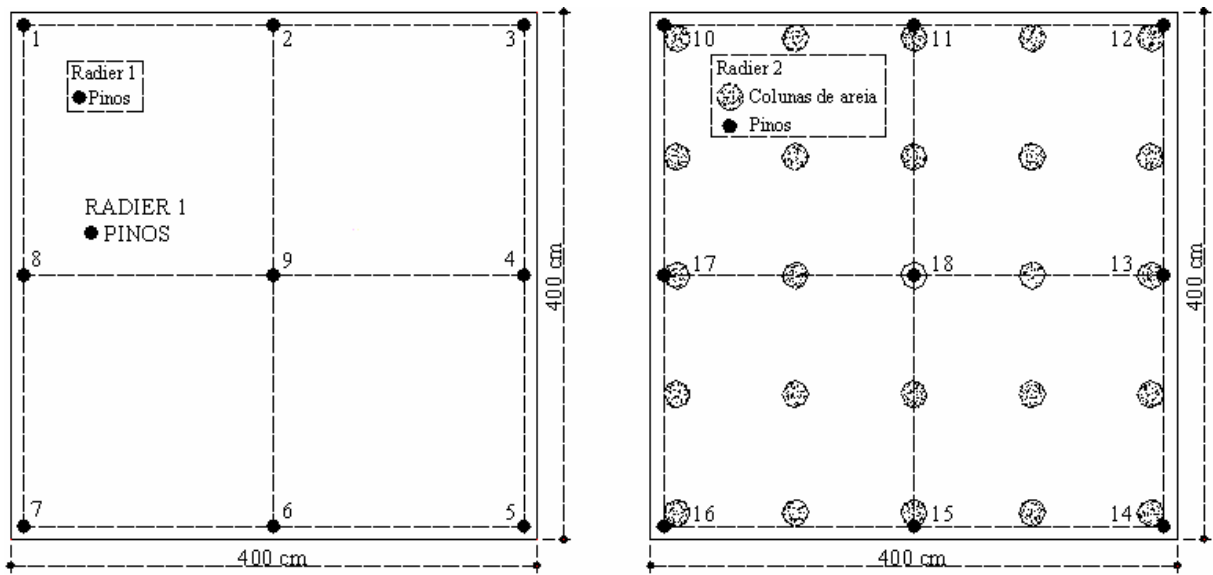


FIGURA 3.22 – POSICIONAMENTO DOS PINOS

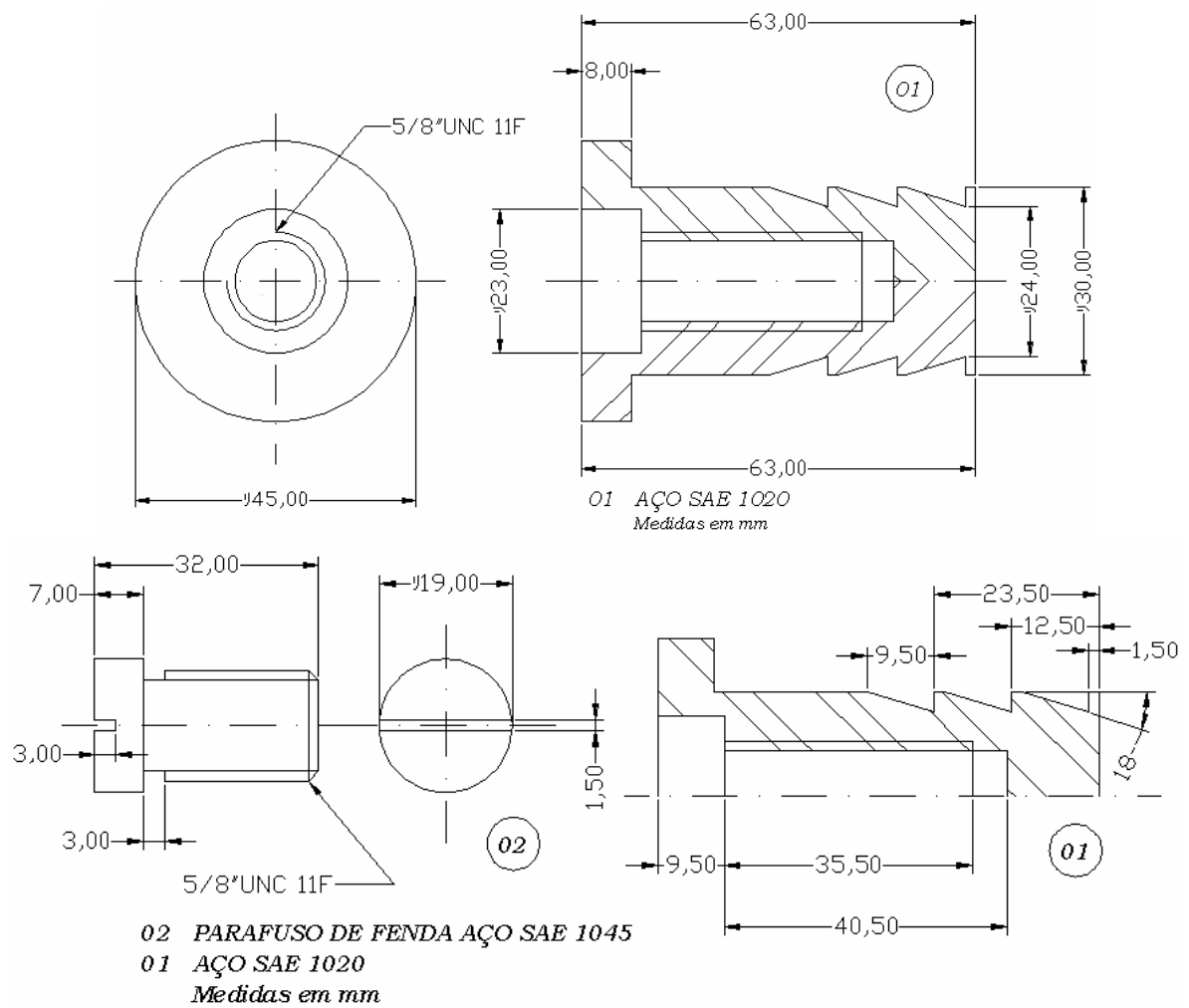


FIGURA 3.23 – PROJETO DA BASE FIXA



FIGURA 3.24 – DETALHES DO PINO DE MONITORAMENTO

3.1.10.1 Método de colocação dos pinos de monitoramento

Os nove pinos de monitoramento previstos para cada radier foram locados e instalados da seguinte forma: um no centro geométrico, quatro nos vértices e quatro nos centros das laterais. A distância entre os eixos dos oito pinos externos e a borda do radier foi de 10 cm.

A fim de minimizar o trabalho posterior de fixação e também não alterar as características do radier, tomou-se o cuidado para que a armadura superior não ocupasse os espaços previstos no projeto.

Com a utilização de uma furadeira de impacto, da marca Bosh e broca com ponta de vídea de diâmetro 32 mm, procedeu-se à perfuração da laje de concreto em toda a sua espessura. Embora os pinos tivessem comprimento de 60 mm, esta providência possibilitou uma limpeza melhor da cavidade e, portanto, uma maior eficácia nas operações de fixação com adesivo tipo epóxi (Fig. 3.25).



FIGURA 3.25 - INSTALAÇÃO DOS PINOS DE MONITORAMENTO

3.1.11 Monitoramento e medição de recalques sem carregamento

Como forma de validar os procedimentos experimentais, admitidos como função de relações causais entre cargas e deformações, a medição dos recalques deu-se a partir de rigoroso processo de monitoramento, sendo realizado integralmente pela Topol Engenharia, Agrimensura e Topografia Ltda, empresa parceira neste projeto.

Como parte essencial do trabalho, apresenta-se a seguir a descrição do método de controle topográfico utilizado, suas características e especificações.

3.1.11.1 Método de controle topográfico

A fim de dar confiabilidade ao sistema de leituras, acurácia e precisão, e garantir o bom desenvolvimento do controle, algumas condições operacionais foram fixadas. Por exemplo, considerando a natureza dos materiais, concreto e aço, decidiu-se realizar as medições sempre no mesmo horário, de forma específica no intervalo entre as 7h30 e 9 horas. Com esse procedimento, buscou-se minimizar os efeitos da variação de temperatura no sistema de leitura. Também dentro dessa linha de prevenção e garantia de qualidade, considerados os baixos valores normalmente medidos na fase inicial do carregamento, foram realizadas duas leituras para cada pino, uma no boleto e outra na base metálica do conjunto, fixada no concreto. A razão principal desse procedimento deveu-se ao fato do boleto ser destacável e mesmo projetado de forma a prever a presença de materiais estranhos na cavidade, com a parte “fêmea” do conjunto fabricada com dimensão maior do que a parte “macho”, ainda assim poderiam surgir diferenças de leitura devidas à intensidade do torque aplicado.

Presente em todas as etapas do experimento, a topografia já no início teve participação essencial. Pontaletes cravados no solo, nivelados, serviram de referência para as operações de nivelamento das plataformas de implantação dos radiers. Uma vez realizado esse procedimento, os radiers foram locados e executados nas suas dimensões de projeto, conforme já mencionado.

Após a locação acima descrita foram providenciadas as fixações dos pinos e o transporte de coordenadas geográficas, bem como o transporte da RN verdadeira partindo da RN 115-2 IPPUC, com cota inicial de 884,024 m para conferência de nível.

O controle topográfico teve início usando-se como referência principal o “bench mark” e, para efeito de conferência na calagem do aparelho de nível, foram estabelecidos um ponto de referência na parede da cisterna e outro na parede do prédio das Ciências Jurídicas, os quais foram conferidos em todos os dias de leitura, sempre no início e final dos trabalhos. Somente após estas conferências foram confirmadas as leituras dos pontos instalados nos radiers.

Para executá-las usou-se uma régua milimétrica confeccionada em aço, de fabricação inglesa, da marca Stanley, com um metro de comprimento e devidamente aferida. Essa régua está posicionada na parte superior de um perfil de dois metros de altura, estando fixada pelo furo de fabricação junto ao referido perfil e justaposta por dois rebites laterais, um no centro e outro na parte inferior da régua. É importante observar que esses rebites não estão solidarizados à régua de forma a restringir seu movimento. O perfil metálico, da marca CES e de fabricação francesa, é vazado para provocar alívio em caso de dilatação, visto que os dois materiais têm diferentes coeficientes de dilatação térmica.

O processo de aferição e medição dos recalques iniciou-se pela colocação de pontos referenciais, estrategicamente posicionados, como forma de amarrar o sistema de leitura à referência fixa (bench mark) e garantir a precisão dos resultados. As leituras deram-se pelo posicionamento e nivelamento do aparelho, nível ótico automático da marca Wild NA 2, equipado com placa plano paralela também da marca Wild GPM 1 com precisão de 0,01mm, devidamente certificados. Detalhes do bench mark, sua localização e dos instrumentos de medição tais quais nível, placa plano paralela e régua estão mostrados nas Figuras 3.26, 3.27 e 3.28 respectivamente.

As duas primeiras séries de leituras de referência assim levadas a efeito, estão resumidas nas Tabelas 3.9 e 3.10.



FIGURA 3.26 – BENCH MARK



FIGURA 3.27 – LOCALIZAÇÃO DO BENCH MARK



FIGURA 3.28 – INSTRUMENTOS DE MEDIÇÃO

TABELA 3.9 – PRIMEIRA LEITURA DE REFERÊNCIA

RADIER	DATA	INÍCIO	TÉRMINO	*_*
1	10/3/2004	8:0 H	9:0 H	Recalque
PINO	(X)	(Y)	(Z)	(m)
P 01	675911,333	7184273,381	884,3771	0,0000
P 02	675911,181	7184275,282	884,3797	0,0000
P 03	675911,036	7184277,169	884,3853	0,0000
P 04	675912,921	7184277,320	884,3815	0,0000
P 05	675914,804	7184277,453	884,3790	0,0000
P 06	675914,966	7184275,558	884,3772	0,0000
P 07	675915,122	7184273,660	884,3788	0,0000
P 08	675913,225	7184273,526	884,3797	0,0000
P 09	675913,066	7184275,422	884,3822	0,0000

RADIER	DATA	INÍCIO	TÉRMINO	*_*
2	10/3/2004	8:0 H	9:0 H	Recalque
PINO	(X)	(Y)	(Z)	(m)
P 10	675910,935	7184278,329	884,3477	0,0000
P 11	675910,798	7184280,220	884,3465	0,0000
P 12	675910,650	7184282,117	884,3493	0,0000
P 13	675912,528	7184282,279	884,3460	0,0000
P 14	675914,429	7184282,436	884,3487	0,0000
P 15	675914,580	7184280,548	884,3386	0,0000
P 16	675914,722	7184278,645	884,3396	0,0000
P 17	675912,827	7184278,486	884,3412	0,0000
P 18	675912,691	7184280,389	884,3459	0,0000

FONTE: TOPOL ENGENHARIA, AGRIMENSURA E TOPOGRAFIA LTDA

NOTAS: X, Y são coordenadas no plano horizontal

Z é coordenada no plano vertical

TABELA 3.10 – SEGUNDA LEITURA DE REFERÊNCIA

RADIER	DATA	INÍCIO	TÉRMINO	*_*
1	12/3/2004	8:0 H	9:0 H	Recalque
PINO	(X)	(Y)	(Z)	(m)
P 01	675911,333	7184273,381	884,3771	0,0000
P 02	675911,181	7184275,282	884,3797	0,0000
P 03	675911,036	7184277,169	884,3853	0,0000
P 04	675912,921	7184277,32	884,3815	0,0000
P 05	675914,804	7184277,453	884,3790	0,0000
P 06	675914,966	7184275,558	884,3772	0,0000
P 07	675915,122	7184273,660	884,3788	0,0000
P 08	675913,225	7184273,526	884,3797	0,0000
P 09	675913,066	7184275,422	884,3822	0,0000

RADIER	DATA	INÍCIO	TÉRMINO	*_*
2	12/3/2004	8:0 H	9:0 H	Recalque
PINO	(X)	(Y)	(Z)	(m)
P 10	675910,935	7184278,329	884,3477	0,0000
P 11	675910,798	7184280,22	884,3465	0,0000
P 12	675910,65	7184282,117	884,3493	0,0000
P 13	675912,528	7184282,279	884,3460	0,0000
P 14	675914,429	7184282,436	884,3487	0,0000
P 15	675914,58	7184280,548	884,3386	0,0000
P 16	675914,722	7184278,645	884,3396	0,0000
P 17	675912,827	7184278,486	884,3412	0,0000
P 18	675912,691	7184280,389	884,3459	0,0000

3.1.12 Aspectos gerais do carregamento

Com a finalidade de simular o carregamento equivalente a uma habitação de pequeno porte aplicado ao radier, dentro de condições mais próximas possíveis da realidade, decidiu-se inicialmente pela construção de paredes internas, externas e também pela aplicação de uma carga uniformemente distribuída sobre a estrutura de fundação. A carga primária aplicada, denominada de tipo 1.1 e mostrada na figura 3.29, teve como função principal, além de produzir os recalques, investigar a forma de deformação do radier nestas condições no sentido de validar ou não métodos de análise teóricos. Nas simulações computacionais referidas no item 3.1.8 e apresentadas no Apêndice 3, é mostrada a maneira de deformação do radier.

Outras variantes de carregamento também foram aplicadas e tem suas especificações indicadas na Tabela 3.11. Com relação à ordem, considerando a proximidade dos radiers, decidiu-se pela aplicação do primeiro carregamento no radier 1, com leituras realizadas concomitantemente no radier 2. Essa decisão visou preservar o solo natural sob o radier 1 e também verificar possíveis interferências entre os radiers.

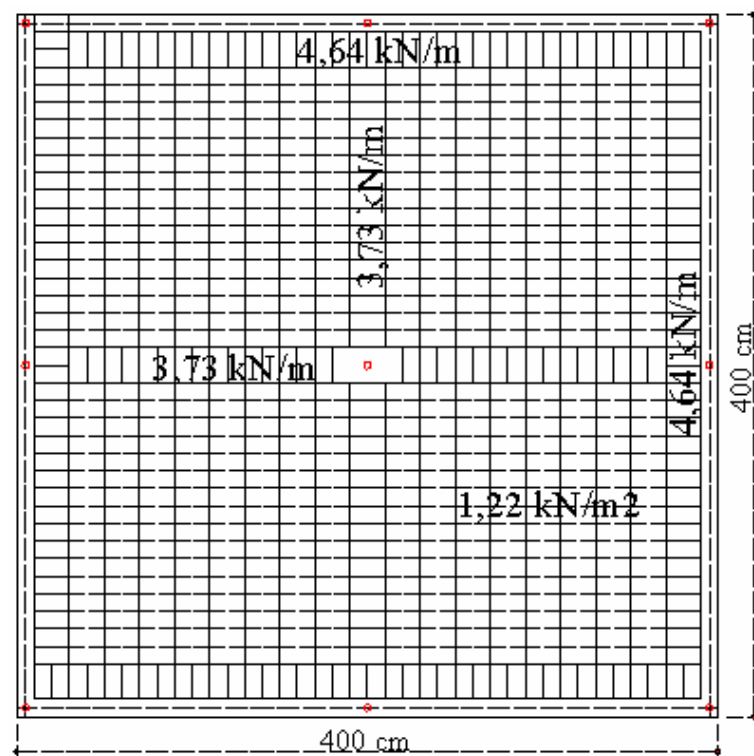


FIGURA 3.29 – CARGA TIPO 1.1

3.1.12.1 Tipos de carregamento

Embora a impossibilidade de atender totalmente as recomendações da NBR 6489 (1984), os tipos e formas dos carregamentos adotados buscaram representar as cargas reais de uma habitação de pequeno porte além de produzir situações limite como, por exemplo, pela aplicação de carregamentos uniformes de maior intensidade do que as previstas ou mesmo excêntricos. Desta maneira, entendeu-se oportuna essa abordagem na medida em que se buscou, além da análise interativa estrutura-solo, atingir recalques por adensamento primário. A Tabela 3.11 resume os tipos adotados.

TABELA 3.11 – TIPOS DE CARREGAMENTOS

Forma	Paredes		Distribuída		Período Carga
Posição	Externas	Internas	Geral	Setor	Tempo
Cargas	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(h)
Tipo 1.1	4,64	3,73	1,22	0	168
Tipo 1.2	5,30	4,41	2,44	0	480
Tipo 2	0	0	14,71	0	864/480*
Tipo 3	5,14	0	0	30,52	696

NOTA: * Período de carregamento do radier 2

3.1.12.2 Fases do carregamento

Uma das formas de analisar o comportamento real interativo entre estrutura-solo, além da intensidade, é a manutenção das cargas no tempo. Assim, dentro do período disponível para a realização do experimento, decidiu-se pela estabilização dos recalques para as trocas de carregamento. A Tabela 3.12 mostra as datas em que os mesmos foram aplicados.

TABELA 3.12 – PERÍODOS DE CARREGAMENTO

Radier	Tipo 1.1	Tipo 1.2	Tipo 2	Tipo 3
1	16/03 a 22/03	23/03 a 11/04	12/04 a 17/05	18/05 a 16/06
2	*_*	*_*	17/06 a 07/07	*_*

3.1.12.3 Especificação dos blocos de carregamento

Pela facilidade de transporte e flexibilidade na aplicação dos carregamentos, foram utilizados blocos de concreto do tipo “paver”. A Tabela 3.13 resume suas especificações. Como o experimento foi realizado ao ar livre, é importante observar a pequena variação de peso ocorrida no paver, 1,26%, após 36 horas de imersão. Mais informações sobre os pavers encontram-se no Apêndice.

TABELA 3.13 – ESPECIFICAÇÕES DAS UNIDADES DE CARGA

Dimensões*	Peso seco*	Peso saturado**	Peso Específico	Quantidade
(m)	(N)	(N)	(kN/m ³)	(unidades)
0,10 x 0,21 x 0,08	38,15	38,63	22,75	4860

*Características determinadas no laboratório de concreto da PUC/PR

**Determinado após 36 horas de imersão

3.1.12.4 Primeiro carregamento no radier 1 com carga tipo 1.1

Os pavers foram transportados com carrinho e dispostos conforme mostrado nas Figuras 3.30, 3.31 e 3.32, sem qualquer tipo de argamassa ou produto colante. Este fato trouxe uma certa preocupação quanto à segurança no entorno do experimento. No entanto, após a colocação completa da primeira carga, verificou-se a boa estabilidade das paredes e, com isto, a segurança do ambiente experimental. Rádiers perfeitamente nivelados e padronização dimensional dos pavers contribuíram para isso. A Tabela 3.14 resume as principais características do primeiro carregamento aplicado. Os resultados das leituras estão apresentados no Capítulo 4.

TABELA 3.14 – RESUMO DA CARGA TIPO 1.1

Carga	Paver	Peso/Unid.	Peso Total	Perímetro	Área	Carga/m	Carga/m ²
Tipo 1.1	(nº)	(N)	(kN)	(m)	(m ²)	(kN/m)	(kN/m ²)
Externa	1848	38,15	70,50	15,20	*-*	4,64	*-*
Interna	704	38,15	26,86	7,20	*-*	3,73	*-*
Piso	512	38,15	19,53	*-*	16,00	*-*	1,22

NOTA: Carga média no radier 1 = 7,31 kN/m²



FIGURA 3.30 – PALETES E TRANSPORTE DOS PAVERS



FIGURA 3.31 – INÍCIO DO CARREGAMENTO TIPO 1.1 NO RADIER 1



FIGURA 3.32 – CARREGAMENTO PARCIAL TIPO 1.1 NO RADIER 1

3.1.12.5 Segundo carregamento no radier 1 com carga tipo 1.2

A Tabela 3.15 resume as principais características do segundo carregamento aplicado, mostrado nas Figuras 3.33 e 3.34. Os resultados das leituras estão apresentados no Apêndice 3.

TABELA 3.15 – RESUMO DA CARGA TIPO 1.2

Carga	Paver	Peso/Unid.	Peso Total	Perímetro	Área	Carga/m	Carga/m ²
Tipo 1.2	(nº)	(N)	(kN)	(m)	(m ²)	(kN/m)	(kN/m ²)
Externa	2112	38,15	80,57	15,20	*-*	5,30	*-*
Interna	832	38,15	31,74	7,20	*-*	4,41	*-*
Piso	1024	38,15	39,06	*-*	16,00	*-*	2,44

NOTA: Carga média no radier 1 = 9,46 kN/m²



FIGURA 3.33 – CARREGAMENTO TIPO 1.2 NO RADIER 1



FIGURA 3.34 – CARREGAMENTO TIPO 1.2 NO RADIER 1

3.1.12.6 Terceiro carregamento no radier 1 com carga tipo 2

A Tabela 3.16 resume as principais características do terceiro carregamento aplicado, mostrado na Figura 3.35. Os resultados das leituras estão apresentados no Apêndice 3.

TABELA 3.16 – RESUMO DA CARGA TIPO 2

Carga	Paver	Peso/Unid.	Peso Total	Perímetro	Área	Carga/m	Carga/m ²
Tipo 2	(n°)	(N)	(kN)	(m)	(m ²)	(kN/m)	(kN/m ²)
Externa	*_*	*_*	*_*	*_*	*_*	*_*	*_*
Interna	*_*	*_*	*_*	*_*	*_*	*_*	*_*
Piso	6170	38,15	235,39	*_*	16,00	*_*	14,71

NOTA: Carga média no radier 1 = 14,71 kN/m²



FIGURA 3.35 – CARREGAMENTO TIPO 2 NO RADIER 1

3.1.12.7 Quarto carregamento no radier 1 com carga tipo 3

A Tabela 3.17 resume as principais características do quarto carregamento aplicado, mostrado na Figura 3.36. Os resultados das leituras estão apresentados no Apêndice 3.

TABELA 3.17 – RESUMO DA CARGA TIPO 3

Carga	Paver	Peso/Unid.	Peso Total	Perímetro	Área	Carga/m	Carga/m ²
Tipo 2	(n°)	(N)	(kN)	(m)	(m ²)	(kN/m)	(kN/m ²)
Externa	1822	38,15	69,51	15,20	*-*	4,57	*-*
Interna	*-*	*-*	*-*	*-*	*-*	*-*	*-*
Setor	2754	38,15	105,07	*-*	3,24	*-*	32,43

NOTA: Carga média no radier 1 = 10,91 kN/m²

Obs.:O radier 2 foi carregado uniformemente com uma carga de 3,90 kN/m²



FIGURA 3.36 – CARREGAMENTO TIPO 3 NO RADIER 1

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Introdução e aspectos gerais

Ao analisar os resultados desta pesquisa, considera-se importante identificar algumas das inúmeras possibilidades de inferência contidas em experimentos desta natureza.

A partir do acompanhamento topográfico dos recalques, associados ao perfil geotécnico disponível, poder-se-iam analisar o desempenho estrutural e a forma real de deformação do radier, em suas diferentes fases de carregamento; estudar os aspectos da rigidez relativa solo-fundação; analisar e fazer previsões sobre fissuras em alvenaria ou mesmo prever estados limites de utilização; discutir aspectos conceituais sobre modelos de comportamento linear ou não linear do solo carregado; estimar parâmetros de resistência e compressibilidade dos solos subjacentes a partir de retroanálise; estudar a interação entre as placas proximamente carregadas, enfim, uma variedade de propósitos poderiam ser discutidos, analisados e avaliados com maior profundidade.

Com a finalidade de se cumprirem os objetivos do trabalho proposto, consideradas todas as suas limitações, a seguir são apresentados e sucintamente avaliados tanto os resultados dos recalques previstos pela simulação computacional quanto os medidos no experimento real. Saliente-se que para tais avaliações, foram utilizados parâmetros geotécnicos médios extraídos dos ensaios de campo e laboratório, dentro do que foi possível realizar com a disponibilidade de pessoal, serviços e tempo.

4.2 Análise e resultados da simulação numérica

Devido às já referidas dificuldades de obtenção de propriedades geomecânicas que de fato representem o maciço envolvido e a estrutura nele contida, o problema da simulação numérica e sua aplicação recai quase sempre na questão dos parâmetros de entrada no sistema. Tanto os ensaios realizados quanto a forma de

conduzi-los visando a obtenção de parâmetros geotécnicos confiáveis e adequados a um determinado problema, é tema para contínua reflexão.

Por exemplo, a adoção de parâmetros geotécnicos baseados no ensaio de resistência à compressão simples (RCS) merece alguns comentários e considerações. A curva tensão-deformação desenvolvida a partir desse experimento deve ser usada com especial cuidado quando da determinação do módulo de elasticidade do solo para posterior entrada em análises numéricas. Tais análises, por exemplo baseadas no método dos elementos finitos, via de regra são muito sensíveis a pequenas variações (MAINE; CHRISTOFHER, 2001). Conforme PINTO (2002), esse ensaio (RCS) é o mais simples para determinar a coesão das argilas embora não seja o mais indicado, pois é muito alterado pelos efeitos da amostragem e do armazenamento. Além disto, por ser realizado rapidamente, dá resultados em muitas ocasiões maiores do que os correspondentes às velocidades de carregamento reais. Este fato pode explicar os valores considerados relativamente altos, obtidos para o parâmetro ângulo de atrito nas amostras da argila mole (Tabela 3.3).

O recalque médio obtido na simulação computacional prévia realizada para o radier 1, com carga uniformemente distribuída de 14,71 kPa (tipo 2), considerado o módulo de elasticidade do solo $E_s = 6500$ kPa, foi de 4,45 mm (Tabela 3.7). Esse valor, 97% superior ao valor médio observado no experimento real e que foi de 2,26 mm (Tabela 4.2), pode evidenciar uma certa imprecisão na quantificação do E_s ou mesmo a relevância e a influência das condições de campo nos modelos computacionais teóricos. Ressalte-se ainda que o recalque médio, calculado na simulação a partir da utilização dos módulos E_s (Apêndice) obtidos dos ensaios de RCS, mostrou-se ainda mais discrepante, conforme BRANDI e NASCIMENTO (2004).

Uma das preocupações básicas da pesquisa, claramente expressa numa de suas hipóteses, relaciona-se com a distorção angular. A simulação apresentou valor muito elevado, quiçá incompatível com a segurança estrutural (Tabelas 3.7 e 4.6) quando aplicada a carga excêntrica (tipo 3) no radier 1, fato esse contrariado no campo.

Devido a natureza do projeto proposto, cujo foco foi a realização do experimento in situ, possivelmente deveriam ter sido realizados ensaios mais sofisticados de tal forma a possibilitarem um melhor ajuste entre os modelos teórico e

real. As limitações já citadas, no entanto, levaram este projeto de pesquisa a se ater a aspectos mais diretamente ligados à realidade da nossa prática de engenharia, comumente carente de mais e melhores dados geotécnicos, quer de laboratório, quer de campo. Assim, justifica-se a adoção dos parâmetros médios utilizados na simulação computacional.

4.3 Análise e resultados do experimento real

Ao se analisar o experimento, tendo em conta os resultados obtidos em todas as fases de carregamento, pode-se afirmar que:

Os recalques verificados no radier 1 para todos os carregamentos (Tabela 4.2), ficaram dentro de valores aceitáveis (Tabela 2.6) com termo máximo de 5,10 mm.

A forma de deformação do radier 1, na carga tipo 1, mostrou-se de acordo com os métodos teóricos de previsão para placas apoiadas em areia e coincidente com a deformação prevista na simulação computacional (Figuras A3.10 e A3.11), com maior recalque nas bordas tendo, portanto, forma convexa. O fato pode ser questionado à medida que esse carregamento simulou a carga real de uma habitação de pequeno porte aplicada sobre um perfil geotécnico classificado como argila silto-arenosa, sendo constituído por cargas lineares externas e internas além da carga uniformemente distribuída.

A partir da aplicação da carga tipo 2 no radier 1, uniformemente distribuída sobre toda a área do radier, houve uma clara tendência à uniformização dos recalques. As Figuras 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4 mostram o desenvolvimento dos recalques nesses carregamentos em dois perfis, longitudinal e diagonal respectivamente.

Pela proximidade entre os radiers 1 e 2, considerando-se a forma como o experimento foi desenvolvido ou seja, carregando-se primeiramente o radier 1 e fazendo-se medidas de recalques simultâneas nos dois radiers, esperava-se observar alguma influência entre esses. De fato isso ocorreu a partir da aplicação do carregamento tipo 2, tendo o radier 2 sofrido levantamentos concomitantes com os recalques medidos no radier 1.

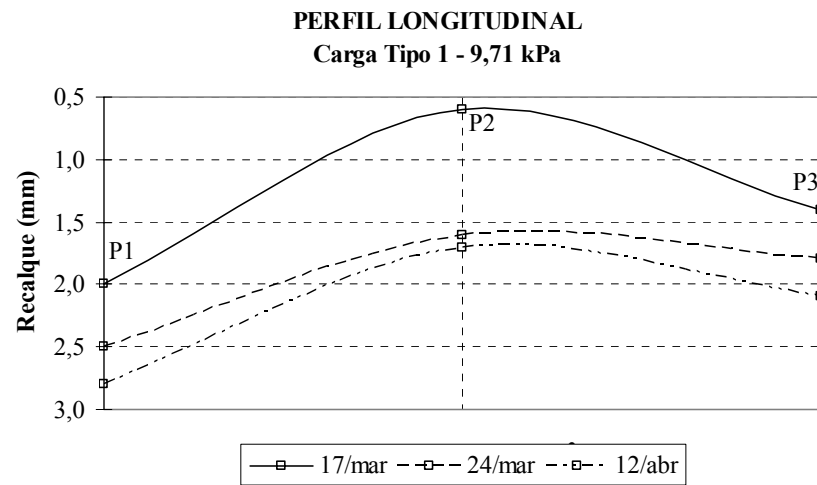


FIGURA 4.1 – EVOLUÇÃO DOS RECALQUES CT-1

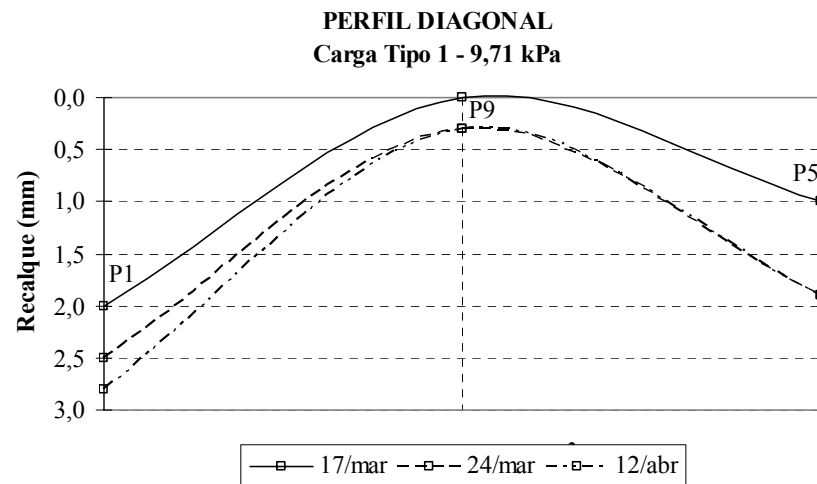


FIGURA 4.2 – EVOLUÇÃO DOS RECALQUES CT-1

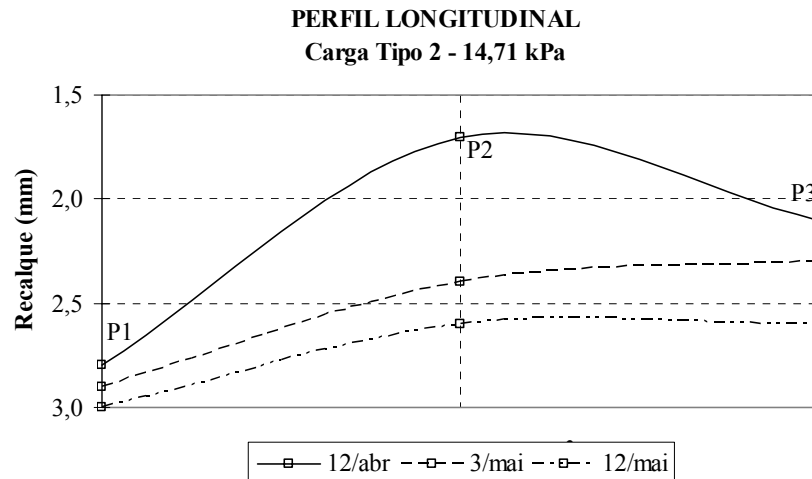


FIGURA 4.3 – EVOLUÇÃO DOS RECALQUES CT-2

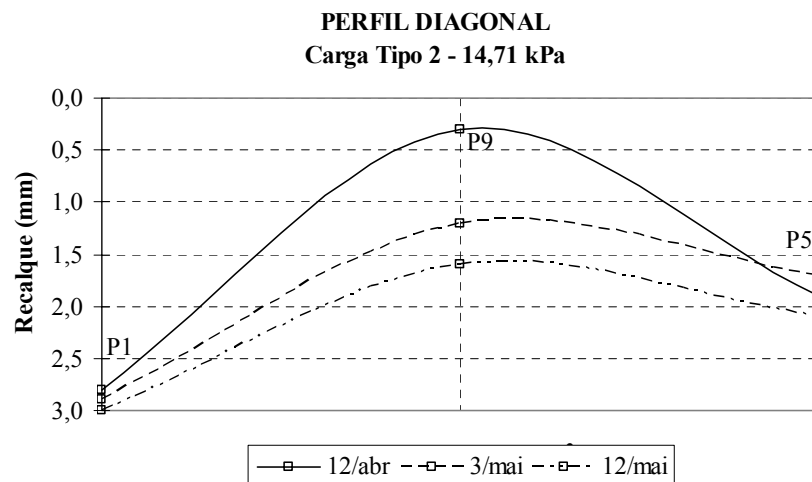


FIGURA 4.4 – EVOLUÇÃO DOS RECALQUES CT-2

Com relação ao radier 2, observou-se que tanto o valor médio do recalque quanto o tempo de estabilização para a carga tipo 2 foram significativamente menores do que os observados no radier 1 (Tabelas 4.2 e 4.4), ou 46% para ambos os casos. Evidencia-se a importância desse resultado, sobretudo pelo índice de área relativo às colunas de areia ser de apenas 5%. Também o coeficiente de recalque para a carga tipo 2 foi significativamente maior no radier 2, com valor de $k_{vf} = 14,10 \text{ MPa/m}$ (Tabela 4.4). Essas constatações, mesmo considerada a baixa intensidade do carregamento aplicado, de certa forma evidenciaram a contribuição das colunas de areia como elementos de reforço do solo sob o radier.

4.3.1 Recalques medidos durante o experimento

Nas Tabelas 4.1 e 4.2 estão apresentados os recalques medidos durante toda a fase experimental e os recalques finais nas diferentes formas e intensidades de carregamento no radier 1. As Figuras 4.5 e 4.6 resumem os desenvolvimentos dos recalques finais em duas seções do radier 1, longitudinal e diagonal respectivamente.

4.3.1.1 Carregamento no radier 1

TABELA 4.1 – RECALQUES OCORRIDOS NO RADIER 1

RADIER	RECALQUES PARCIAIS (mm)									*-*
1	Carga Tipo 1.1			Carga Tipo 1.2						Σrecalques
PINO	17/mar	19/mar	22/mar	24/mar	26/mar	29/mar	31/mar	7/abr	12/abr	(mm)
P 01	2,00	0,00	0,20	0,30	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	2,80
P 02	0,60	0,80	0,00	0,20	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	1,70
P 03	1,40	0,20	0,00	0,20	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	2,10
P 04	0,60	0,10	0,00	0,20	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
P 05	1,00	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,90
P 06	0,90	0,10	0,00	0,20	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50
P 07	1,40	0,50	0,00	0,30	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	2,50
P 08	0,70	0,00	0,00	0,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,40
P 09	0,00	0,20	0,00	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30

[illegible]

TABELA 4.1 (continuação...)

RADIER	RECALQUES PARCIAIS (mm)									*_*
1	Carga Tipo 2									Σrecalques
PINO	12/abr	14/abr	16/abr	19/abr	23/abr	26/abr	28/abr	30/abr	03/mai	(mm)
P 01	0,00	-0,40	-0,40	0,40	0,20	0,00	0,30	0,00	0,00	2,90
P 02	0,00	-0,20	-0,30	0,50	0,10	0,40	0,20	0,00	0,00	2,40
P 03	0,00	-0,30	-0,30	0,30	0,00	0,30	0,20	0,00	0,00	2,30
P 04	0,00	-0,40	-0,50	0,50	0,30	0,00	0,00	0,00	0,50	1,40
P 05	0,00	-0,40	-0,50	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,50	1,70
P 06	0,00	-0,40	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,10	0,00	2,00
P 07	0,00	-0,40	-0,30	0,20	0,20	0,00	0,30	0,00	0,00	2,50
P 08	0,00	-0,30	-0,30	0,50	0,40	0,00	0,00	0,10	0,00	1,80
P 09	0,00	0,00	-0,20	0,20	0,20	0,40	0,20	0,00	0,10	1,20

RADIER	RECALQUES PARCIAIS (mm)									*_*
2	Carga Tipo 2									ΣRecalques
PINO	12/abr	14/abr	16/abr	19/abr	23/abr	26/abr	28/abr	30/abr	03/mai	(mm)
P 10	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,60	0,00	0,00	-0,30	0,00	-0,90
P 11	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,50	0,00	-0,10	-0,40	0,00	-1,00
P 12	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,70	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,70
P 13	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,60
P 14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P 15	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,40	0,00	0,00	-0,30	0,00	-0,70
P 16	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,60
P 17	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,50	0,00	-0,30	0,00	-1,40
P 18	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,40	-0,50	-0,30	-0,10	-0,10	-1,40

TABELA 4.1 (continuação...)

RADIER	RECALQUES PARCIAIS (mm)									*_*
1	Carga Tipo 2				Carga Tipo 3					Σrecalques
PINO	05/mai	07/mai	10/mai	12/mai	19/mai	24/mai	26mai	28/mai	31/05	(mm)
P 01	0,10	0,00	0,00	0,00	1,40	0,10	0,10	0,30	0,10	5,00
P 02	0,00	0,00	0,20	0,00	0,30	-0,10	0,20	0,30	0,00	3,30
P 03	0,00	0,00	0,30	0,00	-0,20	-0,10	0,10	0,00	0,00	2,40
P 04	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,50	0,20	0,30	-0,20	0,60
P 05	0,00	0,00	0,40	0,00	-0,40	-1,50	0,60	0,40	-0,40	0,80
P 06	0,00	0,20	0,00	0,00	-0,40	-0,90	0,70	0,40	-0,40	1,60
P 07	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	-0,70	0,10	0,40	0,00	2,50
P 08	0,00	0,30	0,00	0,00	0,30	-0,50	0,50	0,50	0,00	2,90
P 09	0,20	0,20	0,00	0,00	-0,40	-1,00	0,40	0,10	0,10	0,80

RADIER	RECALQUES PARCIAIS (mm)									*_*
2	Carga Tipo 2				Carga Tipo 3					ΣRecalques
PINO	05/mai	07/mai	10/mai	12/mai	19/mai	24/mai	26mai	28/mai	31/05	(mm)
P 10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,60	0,00	0,50	0,00	0,20
P 11	0,00	-0,30	0,00	0,00	0,00	0,60	0,20	0,40	0,00	-0,10
P 12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,70	0,00	0,00	0,00	0,00
P 13	0,00	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,30	0,00	0,00	0,20	-0,20
P 14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,70	0,40	0,00	0,30	1,40
P 15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,70
P 16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,70	0,00	0,40	0,10	0,60
P 17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,50	0,00	-0,70
P 18	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,10	0,00	0,50	0,00	-0,90

TABELA 4.1 (continuação...)

RADIER	RECALQUES PARCIAIS (mm)							*.*
1	Carga Tipo 3							Σ recalques
PINO	2/jun	4/jun	7/jun	9/jun	11/jun	14/jun	16/jun	(mm)
P 01	0,10	0,00	0,10	0,20	-0,30	0,00	0,00	5,10
P 02	-0,20	0,00	0,20	0,00	-0,10	0,10	0,00	3,30
P 03	-0,20	0,20	-0,10	0,20	0,00	-0,20	0,00	2,30
P 04	-0,20	-0,10	0,10	0,20	0,00	0,00	0,00	0,60
P 05	-0,20	0,00	-0,40	0,00	0,40	-0,30	0,00	0,30
P 06	0,00	0,10	0,10	0,00	0,00	0,00	-0,20	1,60
P 07	-0,20	0,00	0,00	0,10	0,20	-0,20	0,00	2,40
P 08	-0,20	-0,30	0,10	0,20	-0,60	0,50	0,00	2,60
P 09	0,00	-0,10	0,00	0,10	-0,40	0,10	0,00	0,50

RADIER	RECALQUES PARCIAIS (mm)							*.*
2	Carga Tipo 3							Σ Recalques
PINO	2/jun	4/jun	7/jun	9/jun	11/jun	14/jun	16/jun	(mm)
P 10	-0,40	0,40	0,00	0,00	0,20	-0,50	0,00	-0,10
P 11	-0,40	0,00	0,20	0,00	-0,20	0,60	0,00	0,10
P 12	-0,10	0,10	0,00	0,00	0,00	-0,20	0,20	0,00
P 13	0,00	0,00	0,00	0,20	0,30	-0,60	0,00	-0,30
P 14	0,00	0,30	0,00	0,00	0,00	-0,60	0,40	1,50
P 15	-0,30	0,70	0,00	0,00	0,00	-0,50	0,00	-0,80
P 16	-0,30	0,00	0,00	0,00	0,20	-0,50	0,00	0,00
P 17	-0,20	0,00	0,00	0,00	0,10	0,00	0,00	-0,80
P 18	-0,20	0,20	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	-0,70

PERFIL LONGITUDINAL NO RADIER 1

Fase final do período de carregamento

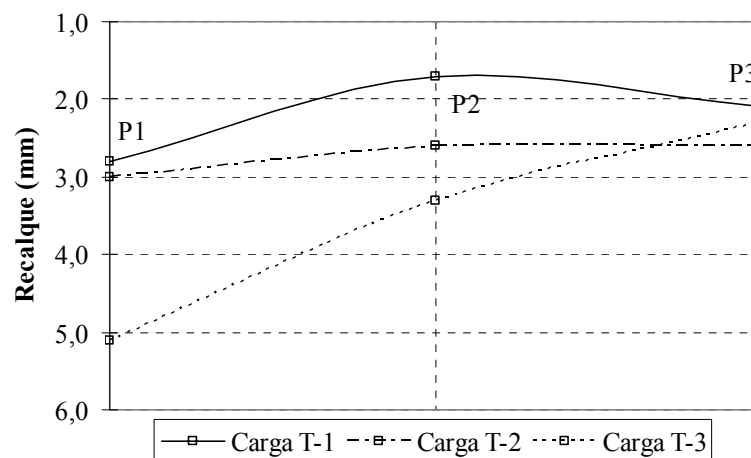


FIGURA 4.5 –PERFIL FINAL DOS RECALQUES

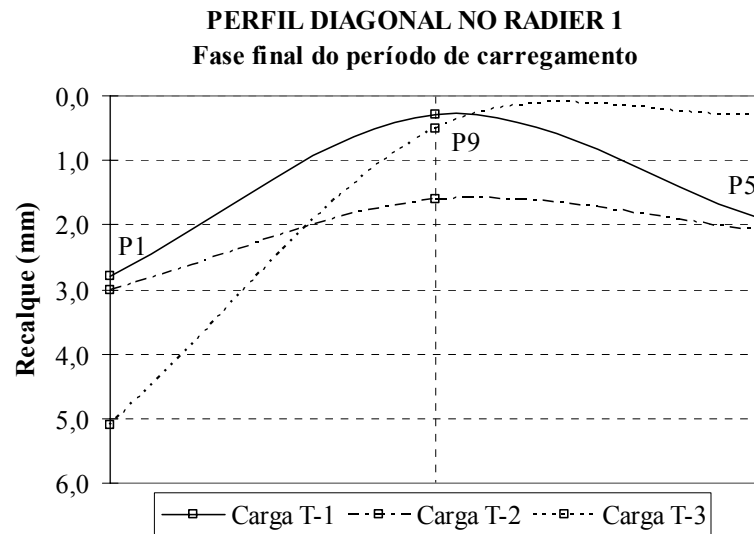


FIGURA 4.6 –PERFIL FINAL DOS RECALQUES

TABELA 4.2 – RECALQUES NO RADIER 1

RECALQUES (mm)					
CARGAS	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 1 + 2	TIPO 3	FINAL
(kPa)	9,46	14,71	Σw	10,91	Σw
PINOS	*-*	*-*	(mm)	*-*	(mm)
1	2,80	0,20	3,00	2,10	5,10
2	1,70	0,90	2,60	0,70	3,30
3	2,10	0,50	2,60	-0,30	2,30
4	1,00	0,40	1,40	-0,80	0,60
5	1,90	0,20	2,10	-1,80	0,30
6	1,50	0,70	2,20	-0,60	1,60
7	2,50	0,20	2,70	-0,30	2,40
8	1,40	0,70	2,10	0,50	2,60
9	0,30	1,30	1,60	-1,10	0,50
Média	1,69	0,57	2,26	-0,18	2,08
Desvio Padrão	0,76	0,37	0,52	1,15	1,55
k_{vf} (MPa/m)	5,60	*-*	6,51	*-*	5,25

NOTA: O valor negativo indica levantamento.

4.3.1.2 Descarregamento do radier 1 e carregamento do radier 2

As Tabelas 4.3 e 4.4 resumem as leituras registradas nas operações de descarregamento do radier 1 e carregamento do radier 2 com carga tipo 2.

TABELA 4.3 – DESCAREGAMENTO DO RADIER 1

RADIER	Recalques (mm)										
1	Descarregamento da Carga Tipo 3										Σrecalque
PINO	16/jun*	18/jun	21/jun	23/jun	25/jun	28/jun	30/jun	2/jul	5/jul	7/jul	(mm)
P 01	5,10	-0,80	-2,10	-1,20	0,50	0,10	0,00	0,00	0,20	-0,30	1,50
P 02	3,30	-1,00	-1,10	-0,30	0,10	0,30	-0,40	-0,40	0,20	-0,30	0,40
P 03	2,30	-2,00	0,00	-0,20	-0,10	0,40	0,00	0,00	0,20	0,10	0,70
P 04	0,60	-1,20	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	-0,20	0,70	0,10
P 05	0,30	-1,10	-1,00	0,50	-0,50	1,20	0,60	0,60	-0,60	0,40	0,40
P 06	1,60	-1,20	0,00	-0,80	0,80	0,30	0,00	0,00	0,10	0,10	0,90
P 07	2,40	-1,90	-0,10	-0,20	-0,20	0,40	0,00	0,00	-0,70	-0,10	-0,40
P 08	2,60	-0,40	-0,50	-0,80	0,50	0,20	0,00	0,00	-0,40	-0,40	0,80
P 09	0,50	0,00	-1,20	0,00	0,70	-0,10	-0,60	0,40	-0,50	0,00	-0,20

NOTA: *recalque final na carga 3 – radier 1

TABELA 4.4 – CARREGAMENTO DO RADIER 2

RADIER	Recalques (mm)										
2	Carregamento da Carga Tipo 2 (14,71 kPa)										Σrecalque
PINO	16/jun*	18/jun	21/jun	23/jun	25/jun	28/jun	30/jun	2/jul	5/jul	7/jul	(mm)
P 10	-0,10	0,30	0,60	0,30	0,00	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	1,20
P 11	0,10	0,00	1,00	0,00	0,00	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50
P 12	0,00	0,10	0,60	0,00	0,10	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
P 13	-0,30	0,60	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,20
P 14	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50
P 15	-0,80	0,50	0,60	0,00	0,00	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40
P 16	0,00	0,90	0,20	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,30
P 17	-0,80	0,30	0,30	0,30	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40
P 18	-0,70	0,40	0,70	0,00	0,20	0,10	0,20	0,00	0,00	0,00	0,90

NOTA: *recalque final na carga 3 - radier 1

recalque médio = 1,044 mm e $k_{vf} = 14,10 \text{ MPa/m}$

Acerca do coeficiente de recalque k_v (Tabela 4.2), consideradas tanto as condições geralmente heterogêneas e anisotrópicas do solo quanto a não linearidade entre a tensão aplicada e a deformação, a magnitude de seus valores pode variar significativamente no local da construção. Além disso, parece ser afetado pelo tamanho, forma e profundidade da sapata (CERNICA, 1995, p. 254). Mesmo assim, algumas propostas para obtê-lo e relacioná-lo com ensaios de placa ou outros ensaios estão apresentadas na literatura (Tabela 4.5).

BOWLES (1977, p.269) propõe avaliar o coeficiente de recalque a partir da tensão admissível do solo (σ_{adm}) calculada com um fator de segurança $FS = 3$ e recalque máximo $w = 2,54$ cm, pela expressão $k_{vf} = 120 * \sigma_{adm}$ (kN/m^3) com σ_{adm} (kPa). Considerando a tensão admissível do solo mole real deste experimento $\sigma_{adm} = 50$ kPa, o coeficiente de recalque será $k_{vf} = 6000$ $kN/m^3 = 6$ MPa/m, coincidente com a média dos valores obtidos experimentalmente para os carregamentos uniformes (Tabela 4.2).

CERNICA (1995, p. 255) apresenta a expressão $k_{vf} = 1,8N_{SPT}$ (MPa / m), afirmando serem seus valores razoáveis, particularmente na análise de radiers. Considerando $N_{SPT} = 3$, $k_{vf} = 5,4$ (MPa/m).

O American Concrete Institute (1988), citado por VELLOSO e LOPES (2002, p. 170), propõe a passagem dos resultados do k_{vp} obtidos nos ensaios de placa para o k_{vf} a ser utilizado na fundação a partir de um fator de redução expresso como $k_{vf} = k_{vp} \left(\frac{b}{B} \right)^n$, com “n” variando entre 0,5 e 0,7. Para b = menor dimensão da placa e B = menor dimensão da fundação, recomenda que, se a espessura da camada compressível sob a fundação for $\leq 4B$, adote-se $n = 0,5$.

Para sapata em argila e areia com largura B, TERZAGHI¹⁵ (1955) citado por HACHICH et al. (1996, p. 247), BOWLES (1977, p. 268) e CERNICA(1995, p. 255) propõe extrapolar o valor de k_{vp} , obtido em placa quadrada com $b = 30,5\text{cm}$,

mediante as expressões $k_{vf} = \left(\frac{k_{vp}}{B}\right)$ e $k_{vf} = k_{vp} \left(\frac{B+1}{2B}\right)^2$, respectivamente.

TABELA 4.5 – VALORES PROPOSTOS PARA k_v (MPa/m)

COMPACIDADE (Solo Granular)	FOFA	MÉDIA	COMPACTA
Seco ou úmido	6 – 18 (C)	18 – 90 (C)	90 – 180 (C)
	5 – 16 (B)	10 – 80 (B)	63 – 126 (B)
	6 – 19 (V)	41 (V)	157 (V)
Submerso	8 (C)	24 (C)	90 (C)
	8 (V)	25 (V)	94 (V)
CONSISTÊNCIA (Solo Coesivo)	RIJA	MUITO RIJA	DURA
qu (kPa)	9 – 18 (C)	18 – 38 (C)	> 38 (C)
	100 - 200	200 - 400	> 400
	24 (V)	47 (V)	94 (V)
	12 - 24 (B)	24 – 47 (B)	> 47
Areia argilosa (B)	31 – 79	*_*	*_*
Areia siltosa (B)	24 – 47	*_*	*_*

FONTE: Adaptada de CERNICA (1995), VELLOSO e LOPES (2002) e BOWLES (1977).

NOTA: (C) = CERNICA, (V) = VELLOSO e (B) = BOWLES.

Os valores (C) e (V) correspondem ao k_{vp} e (B) ao k_{vf} .

Usando as expressões recomendadas por TERZAGHI (1955) para argila rija e areia fofa, adotando os valores propostos de $k_{vp} = 24 \text{ MPa/m}$ e $k_{vp} = 19 \text{ MPa/m}$ (Tabela 4.5), para a dimensão do radier $B = 4 \text{ m}$, os valores do coeficiente de recalque são $k_{vf} = 6 \text{ MPa/m}$ e $k_{vf} = 5,5 \text{ MPa/m}$, respectivamente.

¹⁵ TERZAGHI, K. **Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction**. Geotechnique, London, v. 5, n. 4, p. 297-326, 1955.

Na Tabela 4.6, para os carregamentos aplicados no radier 1, estão apresentados os recalques obtidos tanto nos pinos de controle quanto nos nós equivalentes à malha de elementos finitos adotada na simulação computacional (Figura 4.7). Na mesma tabela, resumem-se os valores comparativos das distorções angulares calculadas entre os pinos P1 e P9 e seus respectivos nós equivalentes N1 e N85.

TABELA 4.6 – RESUMO COMPARATIVO DOS RECALQUES E DISTORÇÕES – REAL E SIMULAÇÃO

PINO – NÓ	RECALQUES(mm)		
	C T-1	C T-2	C T-3
Nº	9,46 kPa	14,71 kPa	10,91 kPa
P1 – N1	2,8 – 5,4	3,0 – 3,8	5,1 – 24,5
P2 – N79	1,7 – 3,4	2,6 – 3,9	3,3 – 11,8
P3 – N157	2,1 – 5,4	2,6 – 3,8	2,3 – 6,5
P4 – N163	1,0 – 3,4	1,4 – 3,9	0,6 – 2,9
P5 – N169	1,9 – 5,4	2,1 – 3,8	0,3 – 6,6
P6 – N91	1,5 – 3,4	2,2 – 3,9	1,6 – 2,9
P7 – N13	2,5 – 5,4	2,7 – 3,8	2,4 – 6,5
P8 – N7	1,4 – 3,4	2,1 – 3,9	2,6 – 11,8
P9 – N85	0,3 – 1,4	1,6 – 4,0	0,5 – 3,8
β_{\max} (P1-P9)	1/1000-1/635	1/1800-*.~*	1/550 – 1/123

NOTA: C T = Carga Tipo – valor médio uniformemente distribuído.

Nos pinos os recalques estão acumulados.

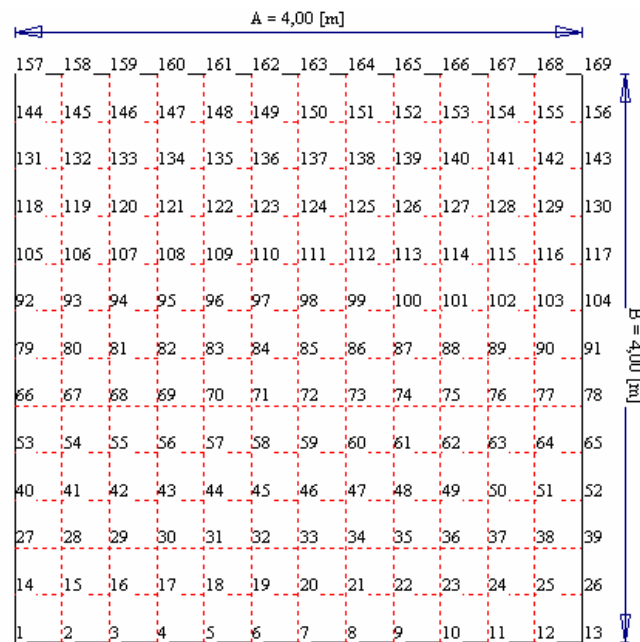


FIGURA 4.7 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS ADOTADA

Observe-se que, apesar de RDE superior a 1/300 recomendado anteriormente, há muitos casos de estruturas bem medidas com distorções mais críticas. O próprio ICE (Londres), citado por Velloso e Lopes, indica possibilidade de flexibilização dos recalques, ou seja maiores valores, sem prejuízo à estrutura, em especial para radiers em argilas.

Refere-se que, ao final do experimento, os radiers apresentaram excelente estado de conservação, sem quaisquer fissuras ou patologias aparentes.

Com relação à previsão de recalques por adensamento (Tabela 4.7), considerando a presença de duas camadas drenantes e adotando-se o coeficiente de adensamento $c_v = 1,63 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$, $T (U:60\%) = 0,286$ e $T (U:80\%) = 0,567$, o tempo necessário para a ocorrência de 60% e 80% do recalque para $h_d = 150 \text{ cm}$ será de 45 dias e 90 dias respectivamente (teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi).

$$t = \left(\frac{T \times h_d^2}{c_v} \right)$$

TABELA 4.7 – RECALQUES POR ADENSAMENTO PARA $\sigma_s = 14,71 \text{ kPa}$

γ_{nat}	Z_m	H_c	e_0	C_s	σ'_{v0}	σ_a	σ_f	σ'_{vm}	Δw
(kN/m^3)	(m)	(m)	*-*	*-*	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(mm)
18,33	0,25	0,50	0,74	0,037	4,58	14,71	19,29	117,68	6,64
11,09	0,75	0,50	2,46	0,270	11,94	14,71	26,65	54,92	13,61
5,23	1,25	0,50	1,74	0,173	16,02	14,41	30,43	176,52	8,80
5,23	2,25	1,50	1,74	0,173	21,25	13,23	34,48	176,52	19,91
$\Sigma \Delta w$									48,96

Note-se que esta avaliação indica valores muito superiores aos realmente obtidos mediante o acompanhamento topográfico de recalques. A tensão de pré-adensamento detectada dos ensaios edométricos realizados pode explicar tal discrepância.

5 CONCLUSÕES

De acordo com BRANDI, P. A. (2004), “...ninhos, nichos, abrigos, carapaças, tocas, cavernas, casas – a vida em busca de si mesma, abriga e protege o sentido mais original de sua existência que não é outro senão a positividade de sua determinação de permanecer, multiplicar-se e assim...perpetuar-se. A necessidade de morar é universal, inerente à vida, e a dignidade é o mínimo sem o que o imperativo vital não se cumpre satisfatoriamente.”

O esforço dedicado ao longo deste trabalho, destinou-se à viabilização do radier como elemento de fundação direta em habitações de interesse social construídas sobre solos moles, de forma a contribuir com a solução de um problema amplamente conhecido no Brasil, qual seja, o da enorme carência habitacional existente em especial, para a população de baixa renda.

Os radiers carregados apresentaram, além de excelente desempenho estrutural, recalques muito pequenos e distorções angulares aceitáveis garantindo, assim, a previsão de integridade da unidade habitacional sob o aspecto da interação estrutura-solo (Tabela 2.7), muito embora uma das hipóteses da pesquisa considerasse uma condição inaceitável da distorção angular para a carga excêntrica (CT-3) aplicada ao radier 1 (Tabela 3.8, pg.84).

Outro aspecto observado refere-se à reconhecida capacidade do radier para uniformizar recalques. Essa assertiva confirmou-se mais uma vez, ficando de acordo com diversos relatos encontrados na literatura técnica. Entretanto, em face da deformação convexa apresentada para a carga tipo 1 (CT-1) e a fim de prevenir possíveis danos à alvenaria, recomenda-se a utilização de uma sobrelargura de maneira que as cargas lineares não sejam aplicadas na borda do radier.

Quanto à rigidez, mesmo que as expressões conduzissem a uma situação de flexibilidade, os radiers tiveram comportamento mais rígido do que flexível. Esse fato evidencia a relevância da interação estrutura-solo pois, para uma mesma espessura do radier e carregamento uniformemente distribuído, tanto mais uniformes serão os recalques quanto mais mole for a camada de solo subjacente.

Em relação ao desempenho observado do radier 2, refere-se que a fim de melhor avaliar a eficácia das colunas de areia executadas, decidiu-se pelo carregamento primário no radier 1, de forma a submeter o entorno dos radiers às piores situações possíveis. De fato, dez dias após a colocação da carga tipo 2 no radier 1 começaram os levantamentos no radier 2, somente estabilizados vinte dias após.

Outro aspecto, se deve ao fato de que o radier incorporado à unidade habitacional ou o “radier real”, poderá sofrer a positiva influência da presença da alvenaria e cobertura em seu desempenho, possivelmente uniformizando ainda mais os recalques.

Com relação a disparidade entre os recalques previstos pela teoria do adensamento unidimensional e os recalques medidos no experimento, algumas inferências podem ser feitas, tais quais a imprecisão na medida do índice de recompressão (c_s), a espessura da camada compressível ou mesmo o tempo de ensaio.

Na comparação com o modelo computacional, embora a menor diferença do que na comparação com a teoria do adensamento unidimensional, pode-se atribuir a disparidade entre os recalques previstos e os recalques efetivamente ocorridos à imprecisão dos parâmetros de entrada no sistema, sobretudo quanto ao valor do módulo de elasticidade do solo (E_s) adotado.

Ressalvados os limites mais importantes existentes no experimento, tais quais a intensidade do carregamento, a área dos radiers e a ausência de ensaios mais sofisticados ressalta-se que, sob condições geotécnicas bastante desfavoráveis, evidenciou-se a utilidade das soluções propostas em radier, podendo-se afirmar serem viáveis em grande número de situações encontradas na prática da engenharia civil.

Finalizando este trabalho, recomenda-se a realização de mais ensaios, tanto de campo quanto de laboratório, a fim de melhor identificar as propriedades físicas e mecânicas do subsolo e, assim, fazer com que o conjunto de dados resultante do experimento possa ser mais precisamente relacionado com os modelos teóricos de análise.

Outras sugestões para futuros trabalhos dizem respeito a aplicação de carregamentos mais intensos nos radiers, preferencialmente a ponto de provocarem a ruptura do solo com o respectivo acompanhamento dos recalques ou mesmo, a partir de novas condições experimentais, monitorar um radier sob condições reais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (A.C.I.). **Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats**. American Concrete Institute, Report by ACI Committee 336.2R-88, Detroit, 1993.

ALANGIR, M.; MIURA, N.; MADHAV, M. R. **Analisis of granular column reinforced groud – 1: stress transfer from granular column to soil**. Reports of the Faculty of Science and Engineering, Saga University, Sag, Japan, 23:81-94, 1994.

AZZOUZ, A. S.; KRIZEK, R. J.; COROTIS, R. B. Regression Analysis of Soil Compressibility, *Soils and Foundations*, Tokio, v. 16, n. 2, p. 19-29, 1976.

BALLA, A. Bearing capacity of foundations, *JSMFD, ASCE*, v. 89, n. SM5, p. 13-34, 1962.

BALAAM, N. P.; BOOKER, J. R. **Analisis of rigid rafts supported by granular piles**. *International Journal for Numerical and Analisis methods in Geomechanics*, 5:379-403, 1981.

BARBOSA, M. J. et al. **Aperfeiçoamento e desenvolvimento de novos métodos de avaliação de desempenho para subsidiar a elaboração e revisão de normas técnicas**. Acesso em 14 março 2004. Disponível em:

<<http://habitare.infohab.org.br/pdf/publicacoes/LIVROS/05/cap8.pdf>>

BELL, B. J. *Fundações em concreto armado*. Tradução: Alexandre Verski. Rio de Janeiro: Editora Guanabara Dois S.A., 1985. Original inglês.

BJERRUM, L. Discussion. *Proc. European Conf. On Soil Mech. and Found. Eng.*, Wiesbaden, V. III, p. 135, 1963.

BOWLES, J. E. **Physical and Geotechnical Properties of Soils**. Auckland: McGraw-Hill, 1979. 478 p., 1979.

BOWLES, J. E. **Foundations Analysis and Design** 2th Edition, MacGraw-Hill Book Co., New York, 1977.

BRANDI, J. L.; NASCIMENTO, N. A. **Comportamento de radier sobre solo mole – modelagem computacional**. IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, GEOSUL, 20 a 22 de maio, Curitiba, PR, 2004.

BRANDI, P. A. Morar - necessidade ou capricho? **Jornal Ponche Verde**, Dom Pedrito, 18 jul. 2004. Geral, n. 10844, p. 10.

BRIAUD, J. L.; JEANJEAN, P. **Load Settlement Curve Method for Spread Footing on Sand**. Proc. ASCE Conference Settlement' 94, GSP n. 40, v. 2, p. 1774-1804, College Station, Texas, 1994.

BRITO, J. L. W .de. **Fundações do Edifício**. São Paulo, EPUSP, 1987.

BROMS, B. B. **Geo Texts & Publications**, Foundation Engineering. Disponível em: <http://www.geoforum.com/knowledge/texts/broms/viewpage.asp?ID=91>. Acesso em 10 março de 2004.

BRZAKALA, W.; PULA, W. **A Probabilistic Analysis os Foundation Settlements**. COMPUTERS AND GEOTECHNICS, (18) 291-309, 1996. (www.elsevier.com/locate/compgeo)

BURLAND, J. B.; WROTH, C. P. **Recalque de edificações e o dano associado**. Tradução por: Eugenio Vertamatti e Elio Elias de Araújo, Apresentado na Conferência sobre Recalques de Estruturas da “British Geotechnical Society em abril de 1974. São Paulo: ABMS, Núcleo Regional SP, 1982. Original inglês.

CANETTA, G.; NOVA, R. **A numerical method for the analisys of ground improved by columnar inclusion**. Computers and Geotechnics, 7:99-114, 1989.

CASAGRANDE, M. D. T. et al. Comportamento em Campo e Laboratório de um Solo Reforçado com Fibras. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 25, n. 3, p. 247-255, set./dez. 2002.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Code Modele CEB-FIP/1978 poules structures en béton**. Paris, Bulletin d'Information, 124/125-F, 1978.

CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION. **Pathologie du batiment: humidité, décollement, fissuration et corrosion**. CSTC Revue, Bruxelas, nº1, 1979.

CERNICA, J. N. **Geotechincal Engineering:Foundation Design**. New York: J. Wiley, p. 263. 1995.

DA COSTA NUNES, A. J.; FONSECA, A. M. M. C. C. Estudo da Correlação entre o Ensaio Diepsounding e a Resistência do Amostrador em Sondagens, Relatório Interno de Estacas Franki, DT, 37/59, 1959

DANZIGER, B. R.; VELLOSO, D. A. Correlação entre SPT e os Resultados dos Ensaio de Penetração Contínua. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 8., 1986, Porto Alegre. **Anais**: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, p. 103-113, v. 6.

DAS, B. M. ***Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement***. Califórnia: CRC Press, 1999.

DECOURT, L. E. 1ª Sessão Técnica: Fundações e interação solo-estrutura. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Foz do Iguaçu, 1994. **Anais**, ABMS. São Paulo, v. pós-congresso, p. 179-206, 1995.

DE BEER, E. E. **Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand**, Geotechnique, v. 20, n. 4, 1970.

DE MELLO, V. F. B. Foundations of Building in Clay. State-of-the Art Reports, 7th. ICSMFE. Caracas: Sociedade mexicana de mecânica de Sulelos , 1969.

DE MELLO V. F. B. The Standard Penetration Test – State of the Art Report, Proceedings 4th. Pan American CSMFE, Puerto Rico, v. 1, p. 1-86., 1971.

FRANTZISKONIS, G; BREYESS, D. **A Influence of soil variability on differential settlements structures**. COMPUTERS AND GEOTECHNICS, (30) 217-203, 2002. (www.elsevier.com/locate/compgeo)

FUNG, H. T.; KAY, J. N. **A knowledge-based system approach to soil property determination**, PROCEEDINGS OF THE FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON SITE CHARACTERIZATION-ISC'98, Atlanta, Georgia, USA, 19-22 april, v. 1, p. 145- 150, 1998.

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto: Fundamentos do Projeto Estrutural**. São Paulo: Mc GRAW-HILL DO BRASIL LTDA., 1976.

GONÇALVES, O. M. et al. (Coletânea Habitare vol. 3 Normalização e Certificação na Construção Habitacional - GONÇALVES, O. M. ET AL, Normas técnicas para avaliação de sistemas construtivos inovadores para habitações–pg.44,2004). Disponível em: <<http://habitare.infohab.org.br/pdf/publicacoes/LIVROS/05/cap3.pdf>> Acesso em 14 março 2004.

GRANT et. al. **Differential settlement of buildings**. J. Geotech. Eng. Div., ASCE, 1974.

GREENWOOD, D. A. **Mechanical improvement of soils below ground surface**. In: Proc. International Conf. On Ground Engg., London, p. 9-20, 1970.

GUSMÃO, A. D. Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. **Solos e Rochas**, Rio de Janeiro, v. 17, n. 1, p. 47-55, abr. 1994.

HACHICH et al. **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: PINI, 1996. p. 253.

HANSEN, J. B. **A general formula for bearing capacity**. (Danish) Geoteknisk Institut, Bulletin n. 11, Copenhagen, 1961.

HARR, M. E. **Fundamentals of Theoretical Soil Mechanics**. McGraw Hill Book Co., New York, 1966.

HEMSLEY, J. A. **Design applications of raft foundations**. Thomas Telford Ltd., London, UK, 2000.

HICHER.; P. Y.; MICHALI, A. **Identifying Soil Parameters of laboratory and in situ Testing**. COMPUTERS AND GEOTECHNICS, (19) 153-170, 1996. (www.elsevier.com/locate/compgeo)

HOLANDA JR., O. G. **Influência de recalques em edifícios de alvenaria estrutural**. São Carlos, 2002. 224 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

HORVATH, J. S. **Soil-Structure Interaction Research Project – Basic SSI Concepts and Applications Overview**. Report No. CGT-2002-2, Manhattan College Scholl of Engineering, Bronx, New York, USA, 2002.

IBGE: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, Resultados do Censo 2000. Disponível em: <http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/censo2000/default_tabulacao.shtm> Acesso em 20 fev. 2004.

INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS. **Soil-structure interaction: the real behaviour of structures**, London, 1989.

JANBU, N.; BJERRUM, L.; KJAERNSLI, B. **Veiledning ved losning av Fundamenteringsoppgaver**, Norwegian Geotechnical Institute Publication 16, Oslo, 1956.

KANY, M., EL GENDY, M., EL GENDY, A. **ELPLA 8.0: Analisis of slab foudation**. Zindorf. Germany, 2002.

LAMBE, W.; WHITMAN, R.; **Mecánica de Suelos**. Tradução: José A. Jimenes Salas; José Rodrigues Ortiz; Alfonso Rico Rodriguez. 2º Reimp.; México: Editorial Limusa, S.A., 1976. Original inglês. (Tradução de: Soil Mechanics; pg 15)

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. **Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice**. New York: E & FN SPON, 1997.

MADHAV, M. R.; VITKAR, P.P. **Strip footing on weack clay stabilized with granular trench or piles**. Canadian Geotechnical Journal, 15:605-9, 1978.

MAINE, P. W.; CHRISTOPHER, B. R.; DeJONG, J. **Manual on Subsurface Investigations**. National Highway Institute, Federal Highway Administration, Washington. cap. 7 – p.18, 2001.

MANUAL ON SUBSURFACE INVESTIGATIONS, National Highway Institute, Federal Highway Administration, Washington, 2001.

MARANHA DAS NEVES, E. Nova regulamentação europeia no domínio do projeto geotécnico. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Foz do Iguaçu, 1994. **Anais, ABMS**. São Paulo, v. pós-congresso, p. 61-86, 1995

MEYERHOF, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. **Geotechnique**, v. 2, p. 301-332., 1951.

MEYRHOF, G. G. Some recent foundation research and its application to design. *The Structural Engineer*, v.31, p. 151-67, 1953.

MEYERHOF, G. G. **Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils**. Journal of Soil Mechanics and Foundations Divisions, ASCE, v. 82, n. SM1, 1956.

MINEIRO, A. J. C. **Mecânica dos Solos e Fundações**. UNL/FCT, Introdução, v. 1, p. 3-7, Lisboa, 1981.

MINEIRO, A. J. C. **Mecânica dos Solos e Fundações**. UNL/FCT, Reconhecimento e Prospeção Geotécnica: Ensaio In Situ, v. 3, p. 3, Lisboa.

MINETTE, E. et al. Estacas granulares em solos moles: uma verificação in situ. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 17, n. 1, p. 57-63, 1994.

MITCHELL, J. K. **Fundamentals of soils behaviour**. New York: Willey and Sons, Inc., 1976.

MITCHELL, J. K. **Soil Improvement. In: State of the Art Report**. In: Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, Sweden, v. 4, p. 509-565, 1981.

MITCHELL, J. M.; JARDINE, F. N. **A guide to ground treatment. Construction Industry Research and Information Association**, CIRIA publication C573, London, 2002.

MONTOYA, P. J.; MESSEGUER, A. G.; CABRÉ, F. M. **Hormigón Armado**. 10. ed. Barcelona: Editorial Gustavo Grill, 1979.

NASCIMENTO, O. L. do, **Manual de Construção em Aço**. Disponível em: <<http://www.acominas.com.br/perfis/pdfs/alvenaria.pdf>> Acesso em 14 março 2004.
 NOUR, A.; SLIMANI, A.; LAOUAMI, N. **Foundation settlement statistics via finite element analysis**. COMPUTERS AND GEOTECHNICS, (29) 641-672, 2002. (www.elsevier.com/locate/compgeo)

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 2.ed., LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, RJ, 1995.

PACARK, ROBERT. **Slab Thickness Design for Industrial Concrete Floors on Grade**. Portland Cement Association. Concrete Information, Skokie, USA, 1976. (Apud por Públio Penna Firme Rodrigues e Caio Frascino Cassaro em Pisos Industriais de Concreto Armado, São Paulo, 4ed. 2002. – Uma publicação do IBTS – Instituto Brasileiro de Telas Soldadas.)

PALMEIRA, E. M. 1ª Mesa Redonda: Melhoria e reforço de solos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Foz do Iguaçu, 1994. **Anais**, ABMS. São Paulo, v. pós-congresso, p. 254-266, 1995.

PINTO, C. de S. Propriedades dos Solos. In: HACHICH et al. **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: PINI, 1996. p. 51-118.

PINTO, C. de S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**, 2. ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, p. 316., 2002.

ROBERTSON, P. K. et al. **Use of Piezometer Cone Data**, Proceedings of InSitu 86, ASCE Specialty Conference, Blacksburg, Virginia, 1986.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. Guidelines for Geotechnical Design using CPT and CPTU, Soil Mechanics Series No. 120, Civil Eng. Dept., Univ. Of British Columbia, Vancouver, 1989.

RODRIGUES, P. P. F.; CASSARO, C. F. **Pisos Industriais de Concreto Armado**. 4. ed. São Paulo: IBTS: Instituto Brasileiro de telas Soldadas, 2002.

SHAHU, J. T.; MADHAV, M. R.; HAYASHI, S. **Analisis of soft-granular pile-granular mat system**. COMPUTERS AND GEOTECHNICS, (27) 45-62, 2000. (www.elsevier.com/locate/compgeo) (acesso em 6 de abril de 2004)

SILKA PEREIRA, J. L.; DIAS, R. H.; CARRAZEDO, R. **Sobre um aplicativo gráfico para o dimensionamento de cascas de concreto armado utilizando processo do CEB-FIP/1978 e o Método dos Elementos Finitos**. Anais do 24º Congresso Ibero Latino-Americano de Métodos Computacionais em Engenharia - CILAMCE 2003 - Ouro Preto - MG, 2003.

SKEMPTON, A. W., and MACDONALD, D. H. **The allowable settlement of buildings.** In: Proc. of Institute of Civil Engineering, 5, Part III., 1956.

SCHULZE, W. E.; SIMMER, K. **Cimentaciones.** Tradução: José Maria Rodrigues Ortiz. Madri: Blume, 1970. Original alemão.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics.** John Wiley, New York, 1943.

TERZAGHI, K. and PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**, 2nd edition, John Wiley, New York, 1948.

TERZAGHI, K. **Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction.** Geotechnique, London, v. 5, n. 4, p. 297-326, 1955.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Mecânica dos Solos na Prática da Engenharia.** Tradução: Antonio José da Costa Nunes e Maria de Lourdes Campos Campello. Rio de Janeiro: Ao Livro Técnico S.A., 1962. Original inglês.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Mecánica de Suelos em la Ingeniería Práctica.** Tradução: Oreste Moreto. 2. ed. Barcelona: Industrias Gráficas M. Pareja, 1973. Original inglês.

THOMAZ, E. **Trincas em Edifícios: causas, prevenção e recuperação.** São Paulo, SP. Editora PINI, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Instituto de Pesquisas tecnológicas, 1989.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ. Sistema de Bibliotecas. Normas para Apresentação de Documentos Científicos, 6. Curitiba: Ed. UFPR, 2002.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações.** 3. ed., v. 1, Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2002.

VESIC, A. S. Bearing capacity of deep foundations in sand. Highway Res. Rec. 39, National Research Council, Washington, D.C., 112, 1963.

WANG, Y. H.; THAM, L. G.; TSUI, Z. Q. **Plate on layered foundation analyzed by a semi-analytical and semi-numerical method.** COMPUTERS AND GEOTECHNICS, (30) 409-418, 2003. (www.elsevier.com/locate/compgeo)

WATT, A.J.; DE BEER, B.B; GREENWOOD, D.A. **Loading tests on structures founded on soft cohesive soils strengthened by compacted granular columns.** In: Proc. 3rd. Asian Regional Conf. On Soil Mech. And Found. Engg., Hafia, p. 51-248, 1967.

WOLF, J. P. **Simple physical models for foundations vibration – a guide tour.** In: Proc. of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, v.2, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, p. 663-668, 1994.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS – NORMAS TÉCNICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR9604**:abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com a retirada de amostra deformada e indeformada. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR8036**:programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6489**:prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6484**:execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6122**:projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6118**:projeto de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB3339**:solo-ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB3406**:solo-ensaio de penetração de cone in situ (CPT). Rio de Janeiro, 1991.

APÊNDICE

SUMÁRIO

1 Artigo publicado no GEOSUL, 2004	138
2 Ensaaios de laboratório e parâmetros de resistência	146
3 Ensaaios de laboratório e parâmetros de compressibilidade	149
4 Previsão de recalques por adensamento	154
5 Resumo da parametrização geotécnica	156
6 Certificado de calibração do nível pela RBC	157
7 Análise laboratorial do bloco de concreto do tipo paver	158
8 Comparativo dos custos entre duas soluções para a fundação	159
9 Leituras complementares no radier 2	160
10 Ensaaios de validação dos perfis adotados	160

1 Artigo publicado no GEOSUL, 2004

Comportamento de radiers sobre solo mole – modelagem computacional

José Luiz Gonçalves Brandi, Mestrando do PPGCC / UFPR
Centro Federal de Educação Tecnológica do Paraná, PR - DACOC

Ney Augusto Nascimento, Ph.D
Universidade Federal do Paraná, PR

RESUMO: Este artigo é parte de um projeto de pesquisa que se desenvolve no Programa de Pós-graduação em Construção Civil - PPGCC da Universidade Federal do Paraná e tem por objetivo simular o comportamento de uma estrutura de fundação, do tipo radier plano, apoiado em solo mole. O projeto envolve escolha de local adequado, parametrização geotécnica, execução e carregamento de estruturas-protótipo, acompanhamento dos recalques ao longo do tempo e modelagens computacionais dos radiers e subsolo argiloso de baixa consistência. A finalidade básica é uma tentativa de auxílio para a solução de fundação em habitações de interesse social, sobretudo por serem normalmente construídas em perfis geotécnicos problemáticos. Neste artigo, a modelagem computacional é apresentada utilizando-se o programa ELPLA 8.0 – versão livre, com dados geotécnicos de campo e laboratório, feitos especialmente para o presente caso. Valores relativos aos recalques, esforços e distorções estão entre os objetivos pretendidos e aqui apresentados como primeiros resultados.

PALAVRAS-CHAVES: Fundação, Interação Estrutura – Solo, Recalques.

1 INTRODUÇÃO

A dinâmica das construções e a sua interação com o meio ambiente tem sido amplamente estudada. Apesar disto, ainda são observadas patologias decorrentes desta dinâmica e, sobretudo, das condições altamente variáveis em que são implantadas. Com o crescimento desordenado das cidades e a conseqüente valorização de áreas nobres, a construção de habitações de interesse social tem se desenvolvido sobre terrenos muito compressíveis, sedimentos recentes e não consolidados, gerando patologias de natureza arquitetônica, funcional e estrutural, acarretando custos de manutenção, aliados ao desconforto humano. O que fazer para evitá-las tem sido objeto de intensa preocupação no meio técnico e acadêmico, sobretudo tendo em vista que as estruturas atuais estão mais deformáveis e as condições de interface entre materiais e meio ambiente dependem de aspectos locais.

Se de fato a fundação de uma estrutura qualquer tem como definição o elemento ou conjunto de elementos estruturais que fazem

diretamente a interface da obra com o terreno, está evidente a sua absoluta importância. De forma especial na construção de habitações de interesse social, os métodos e as técnicas utilizadas, os projetos desenvolvidos e a melhor compreensão dos fenômenos envolvidos adquirem importância vital, tendo em vista as condições existentes na população alvo. Portanto, essencial se faz simular situações reais e pesquisar técnicas que atuem na prevenção ou minimização de danos.

Segundo a NBR 6122 (ABNT 1996) considera-se de especial interesse a observação das obras mediante instrumentação adequada no que se refere ao comportamento de suas fundações. Como contribuição científica à construção de pequenas habitações, desenvolve-se na UFPR um projeto de pesquisa que tem por objetivo estudar a interação estrutura-solo a partir da aplicação de carregamentos em radiers planos, apoiados diretamente em solo mole. Desta forma e a partir de instrumentação adequada, pretende-se basicamente medir recalques e compará-los aos valores obtidos pelos métodos de previsão.

2 OBJETIVOS DA PESQUISA

O fato de o Brasil ser um país imenso, com uma grande parte da população classificada como de baixa renda e ainda hoje absolutamente carente de habitação digna, justifica plenamente o presente estudo.

Hoje em dia nossos programas habitacionais públicos realizam-se em áreas que apresentam problemas para a fundação das unidades, pois via de regra, são construídas quer sobre solos moles naturais, quer sobre aterros recentes sem adequada compactação, ou mesmo quando em circunstâncias concomitantes, evidenciando ainda mais a **fundação** como parte substancial do problema. Assim, foi decidido enfocá-lo construindo-se protótipos de radiers sobre solo de baixo suporte e alta compressibilidade (tipicamente mole e muito mole).

Mediante adequado carregamento dessas estruturas de concreto, manutenção das cargas e acompanhamento dos recalques daí advindos com o tempo, pretende-se justificar a utilização de radiers com certa rigidez (seção transversal), também a ser verificada. Combina-se então a visão geotécnica com o comportamento estrutural, tentando-se determinar valores ou intervalos, por exemplo, de distorções (RDE's) que viabilizem o radier como elemento de fundação aplicado aos perfis de subsolo mais desfavoráveis, que seja simples de executar e com facilidade de repetição, a medida em que são consideradas condições geotécnicas bastante desfavoráveis.

Como parte deste projeto, tira-se partido do programa computacional demonstrativo ELPLA (Kany et al 2003) para modelar o sistema solo x estrutura. Este aspecto da pesquisa é do que trata o presente trabalho, a ser posteriormente complementado com o acompanhamento do desempenho dos protótipos.

3 LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE TESTE E PARAMETRIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A escolha do local de construção dos protótipos levou em conta não somente o perfil do subsolo, mas também o fácil acesso, a disponibilidade de sondagens à percussão (SPT) e de cone (CPT) existentes (figuras 1 e 2), “bench-mark” próximo, mão de obra

permanente e total apoio do proprietário. Assim, a convergência destas condições levou a utilização do campus central da Pontifícia Universidade Católica do Paraná, localizado no bairro Guabirota, na cidade de Curitiba e situado na bacia de inundação do Rio Belém, a poucos quilômetros do Rio Iguaçu.

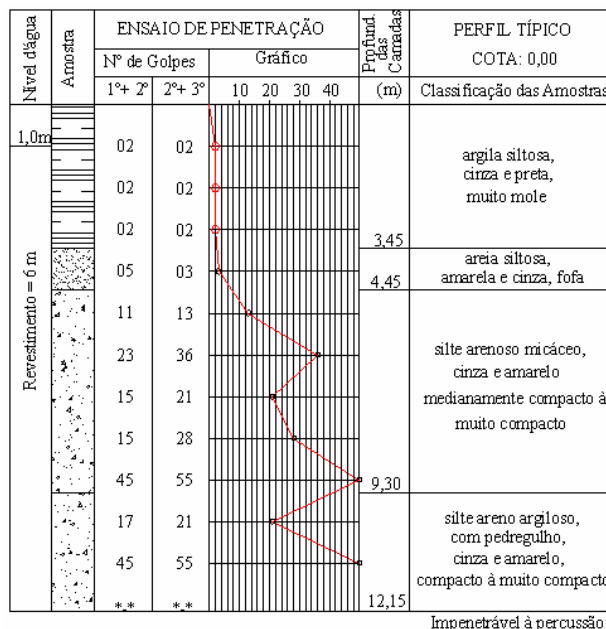


Figura 1 – Perfil de sondagem SPT

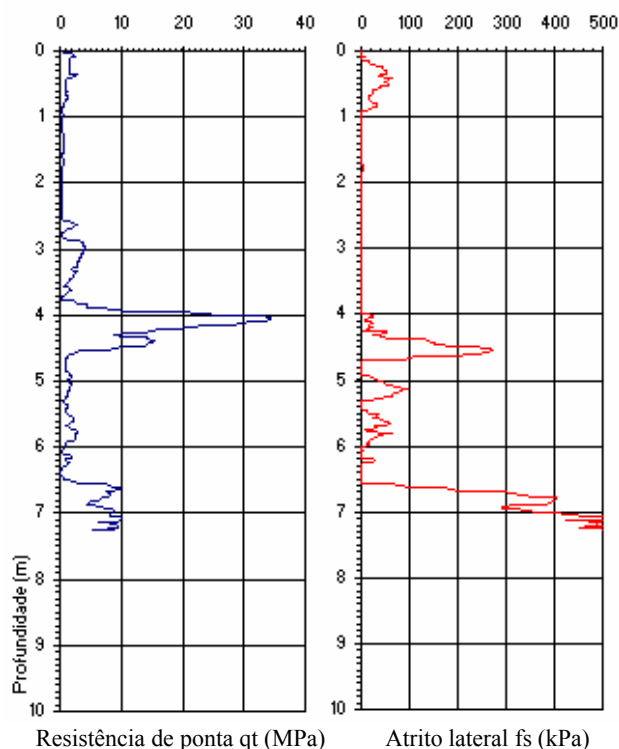


Figura 2 – Perfil de sondagem CPT

No local especificamente cedido (figura 3) foram coletadas 3 (três) amostras indeformadas de solo, blocos cúbicos de 20 cm de lado, extraídas a partir de poços manualmente escavados e em profundidades de 0,5 m, 1,0 m e 1,5 m. Ensaios de caracterização, resistência e compressibilidade realizados estão resumidos na Tabela 1. Nota-se que o perfil de subsolo é argiloso orgânico, de baixa consistência, e com o nível de água próximo à superfície do terreno plano, tendo possibilitado a boa qualidade das amostras.

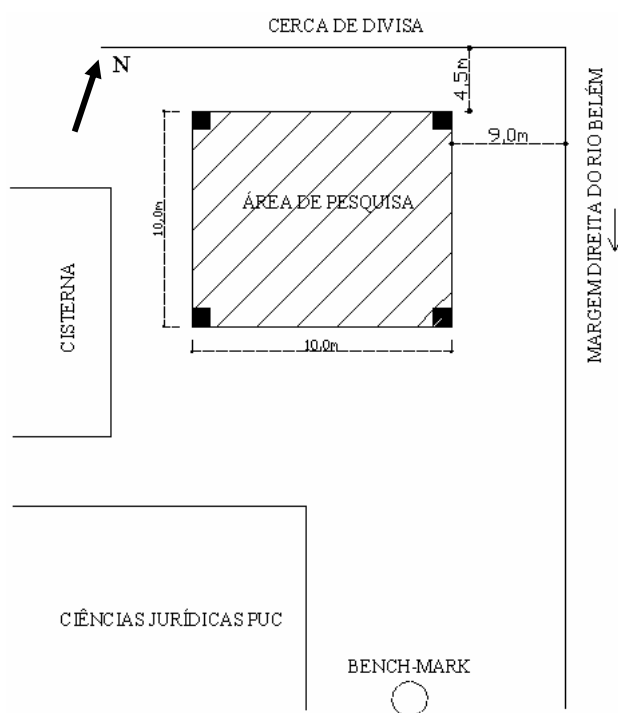


Figura 3 – Localização do sítio experimental

Quanto à parametrização, é importante salientar a ausência de ensaios de resistência mais sofisticados tais quais cisalhamento direto e compressão triaxial. Tratando-se de um projeto cujo foco está centrado em habitações de pequeno porte e mais, considerando-se que o processo interativo estrutura-solo é frequentemente complicado pela variação de parâmetros do solo dentro de um determinado local (Cernica 1990), optou-se pela realização do ensaio de compressão simples na obtenção dos parâmetros resistentes, quais sejam a coesão e o ângulo de atrito interno. O módulo de deformabilidade (E) pode ser determinado também em função do ensaio de penetração de cone (CPT) ou a partir da sua correlação com o

ensaio de penetração dinâmica (SPT). A equação sugerida (Hachich et al. 1996) utilizando o ensaio de penetração de cone é:

$$E = \alpha \times q_c \quad (1)$$

onde: $\alpha = 7$ é o valor proposto para argila (Trofimenkof, apud Hachich et al. 1996) e q_c é a resistência de ponta medida no ensaio do cone de penetração com diâmetro de 3,6 cm. Quando não se dispõe deste ensaio de penetração de cone (ABNT – NBR 12069), pode ser utilizado o ensaio de penetração SPT (ABNT – NBR 6484), através da correlação:

$$q_c = K \times N \quad (2)$$

onde $K = 0,2$ MPa é o valor proposto para argila siltosa (Teixeira, apud Hachich et al. 1996) e N é igual ao número de golpes/30 cm do SPT. Assim, a equação para definir o módulo de deformabilidade a partir da utilização dos resultados do ensaio à percussão é:

$$E = \alpha \times K \times N \quad (3)$$

Tabela 1 – Parâmetros geotécnicos laboratoriais das amostras indeformadas

**		Amostras		
Caracterização	Prof.	0,50 m	1,0 m	1,5 m
lnat	%	29,89	92,58	66,81
δ	**	2,11	2,51	2,53
LL	%	NI	56	56
LP	%	NI	NI	40
IP	**	**	**	16
S	%	100,0	75,3	96,5
**	Amostras	1	2	3
Resistência	Prof.	0,50 m	1,0 m	1,5 m
γnat	kN/m3	17,51	11,32	15,50
RCS	kPa	20,22	21,12	48,97
E	kPa	735	768	1959
c	kPa	6,82	5,62	15,30
φ	(°)	22	34	26
**	Amostras	1	2	3
Compressibilidade	Prof.	0,50 m	1,0 m	1,5 m
γnat	kN/m3	18,69	11,32	15,50
σ'vo	kPa	120	56	180
Cc	**	0,18	0,92	0,78
Eed	kPa	2645	906	3401
Cv	cm ² /seg	**	**	1,6x10 ⁻³

Obs.1) c e ϕ aproximados da inclinação da superfície de ruptura (RCS); σ'_{vo} (tensão de pré-adensamento): Pacheco Silva (ABNT – MB3336, 1990); E_{ed} (módulo edométrico): obtido no intervalo de 12,5 kPa a 50 kPa.

4 MODELAGEM COMPUTACIONAL

4.1 Descrição sucinta do programa

ELPLA (ELASTIC PLATE) é um programa para análise de radiers de formas arbitrárias e com modelo real de subsolo. A solução matemática da laje é baseada no método dos elementos finitos. O programa pode analisar diferentes tipos de modelos de subsolo, especialmente o modelo contínuo tridimensional que considera qualquer número de camadas irregulares. Uma de suas vantagens reside na capacidade de controlar as três soluções de fundação, nomeadamente flexível, elástica e rígida. Em adição, a malha da fundação rígida ou flexível pode ser lançada para ser análoga à malha de elementos finitos da fundação elástica. Portanto, as três soluções podem ser corretamente comparadas. O programa também pode ser utilizado para representar o efeito de cargas externas, fundações vizinhas, escavações e a influência da diferença de temperatura na laje (Kany e El Gendy 2002).

4.2 Métodos de análise

Os métodos de análise disponíveis na versão Standard estão relacionados no Quadro 1, tendo no presente trabalho sido utilizado o método 2.

Quadro 1 – Métodos de análise

Tipo	Descrição
1	Pressão de contato linear, supondo modelo simples.
2	Módulos de reação vertical calculados a partir das camadas de solo, modelo de Winkler; análises linear e não linear.
3	Módulo de compressibilidade para radier elástico, com solução do sistema linear de equações por interação no modelo contínuo.
4	Módulo de compressibilidade para radier rígido e no modelo contínuo.

4.3 Características dos radiers

O radier aqui modelado e que será construído é uma estrutura plana, apoiada diretamente sobre o solo mole, e com dimensões constantes. Como variável nas simulações, foram realizadas cinco combinações de carregamento que, de alguma forma, representam as cargas reais de uma habitação de pequeno porte, além de produzirem situações limites. A carga indicada no quadrante (figura 4) refere-se a uma destas situações e justifica-se na medida que se busca aproveitar o experimento no campo para obter informações em escala maior. Blocos de concreto retangulares tipo “paver” com dimensões de 0,1 m x 0,20 m x 0,10 m serão utilizados para o carregamento real. A figura 4 mostra, além do posicionamento dos pinos de controle de recalques, a geometria e uma das combinações de carregamento utilizadas na simulação. As propriedades e características básicas do radier estão resumidas na tabela 2.

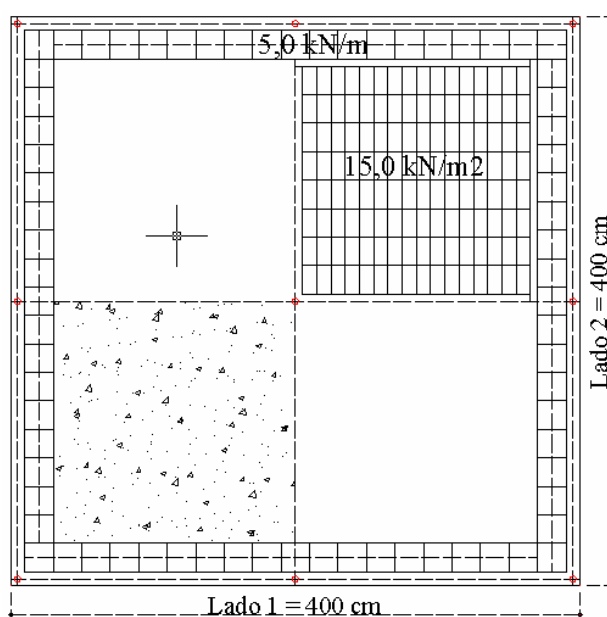


Figura 4 – Geometria e carga no radier

Tabela 2 – Propriedades do radier

Geometria	Lado 1	Lado 2	Espessura
_	(m)	(m)	(m)
_	4,0	4,0	0,08
Parâmetros	fck	fyk	slump
_	Mpa	Mpa	(mm)
_	20	500	80

5 SIMULAÇÃO DOS RADIERS

5.1 Perfil e parâmetros geotécnicos

A partir dos resultados dos ensaios de compressão simples, foram determinados os módulos de elasticidade E e também os parâmetros resistentes c e ϕ . O perfil de subsolo adotado e suas respectivas características estão indicados na Figura 5 e Tabela 3.

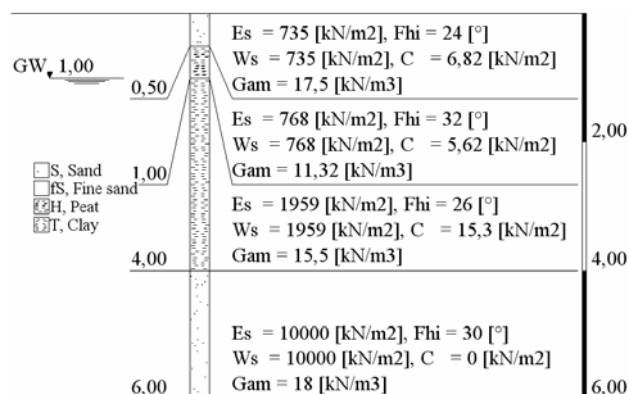


Figura 5 – Perfil do subsolo e parâmetros

Tabela 3 – Parâmetros geotécnicos (ELPLA)

Soil main data

Groundwater depth under ground surface GW [m] = 1

Poisson's ratio of soil Nue [-] = 0,4

Reduction factor of settlement Alfa [-] = 1

Boring layers

Name of boring: B1

Layer No.	Level of layer under ground z [m]	Modulus of compres-sibility for loading Es [kN/m²]	Modulus of compres-sibility for reloading Ws [kN/m²]	Unit weight of soil Gama [kN/m³]
I				
[-]				
1	0,5	735	735	17,5
2	1,0	768	768	11,32
3	4,0	1959	1959	15,5
4	6,0	10000	10000	18

5.2 Parâmetros do radier de concreto

O radier está posicionado na superfície do terreno, sem qualquer escavação. A espessura de 8,0 cm considera a questão econômica e foi escolhida também por simulações realizadas em software apropriado, sendo os cobrimentos mínimos de armadura justificados pela utilização de lona na interface estrutura – solo.

Tabela 4 – Parâmetros do radier (ELPLA)

Slab properties/ Foundation level

Unit weight of slab material GB [kN/m³] = 25

Element groups (with the same thickness and material):

Group I	E-Modulus Ep [kN/m²]	Poisson's ratio Nue [-]	Thickness d [m]
1	2E+07	0,25	0,08
Foundation depth under ground surface			Tf [m] = 0

5.3 Carregamentos adotados

As variações de carregamento utilizadas nas simulações estão resumidas na Tabela 5.

Tabela 5 – Carregamentos adotados

Local	Paredes		Distribuída	
	Externas	Internas	Geral	Setor
Unid.	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m²)	(kN/m²)
Caso 1	5,0	5,0	1,5	0,0
Caso 2	5,0	5,0	1,5	15,0
Caso 3	5,0	0,0	1,5	15,0
Caso 4	5,0	0,0	0,0	15,0
Caso 5	5,0	5,0	1,5	3,0

5.4 Resultados das simulações

A Tabela 6 resume recalques, distorções e módulos de reação obtidos na modelagem.

Tabela 6 – Recalques, distorções e módulos ks

Linear	Wmin	Wmax	βmax	Ks
Unid.	(mm)	(mm)	(rde)	(kN/m³)
Caso 1	9,7	17,0	1 / 391	912
Caso 2	11,0	35,9	1 / 168	898
Caso 3	7,7	35,4	1 / 135	888
Caso 4	6,2	36,5	1 / 130	867
Caso 5	10,1	19,1	1 / 341	912

Não Linear	Wmin	Wmax	βmax	Ks
Unid.	(mm)	(mm)	(rde)	(kN/m³)
Caso 1	9,9	17,3	1 / 445	899
Caso 2	11,2	37,7	1 / 157	879
Caso 3	7,9	37,0	1 / 136	875
Caso 4	6,3	38,2	1 / 124	856
Caso 5	10,3	19,5	1 / 334	898

6 AVALIAÇÕES PRELIMINARES

6.1 Conceito geral de recalque diferencial

Em muitos casos o subsolo não é homogêneo e as cargas aplicadas pelas fundações diretas de uma estrutura podem variar amplamente. Como resultado, é razoável esperar uma variação no recalque em diferentes partes de uma construção. Desta forma, é importante definir certos parâmetros para quantificar recalques diferenciais e estabelecer valores limites para o bom desempenho das estruturas. A Figura 6 mostra os diversos parâmetros de deformação geralmente admitidos (Das 1999).

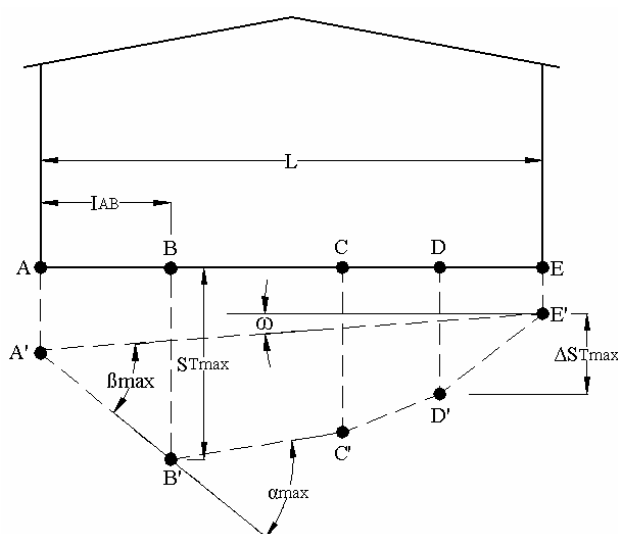


Figura 6 – Definição de recalques

O recalque em A é AA', em B é BB' e assim sucessivamente. Com base na figura acima, são definidas a seguir as grandezas:

S_T = recalque total em um dado ponto;

$\Delta S_{T(max)}$ = diferença entre o recalque total em dois pontos quaisquer;

α = gradiente entre dois pontos sucessivos;

$\beta_{max} = RDE = \text{distorção angular} = \frac{\Delta S_{T(max)}}{I_{ij}}$;

ω = inclinação; I_{ij} = distância entre pontos ij;

RDE = recalque diferencial específico (NBR 6122/96 - ABNT).

6.2 Recalques e distorções admissíveis

Burland (1974) ressalta que o engenheiro tem basicamente dois problemas a serem enfrentados, referindo-se a mais correta avaliação possível dos recalques diferenciais admissíveis para a estrutura em apreço e também à previsão dos valores que podem ser esperados.

Está apresentada na Tabela 7 uma breve revisão sobre os valores e relações admissíveis para os recalques totais, diferenciais e distorções sugeridas por alguns autores para fundações em radiers.

Tabela 7 – Recalques máximos e distorções

Origem	TS	S_T	ΔS_T	β_{max}
_	*_*	(mm)	(mm)	(rde)
S	argila	76-127	45	1 / 300
S	areia	51-76	32	1 / 300
G	argila	116	*_*	1 / 300
G	areia	60	*_*	1 / 300
G	argila	70	*_*	1 / 500
G	areia	36	*_*	1 / 500
S	argila	65-100	40	*_*
E	areia	50	37	1 / 500

S (Skempton and MacDonald 1956); G (Grant et al. 1974); E (Institution of Structural Engineers 1989)

6.3 Análise crítica das simulações

O problema da interação estrutura-solo é bastante complexo, de tal forma que as pressões de contato na base da fundação dependem de muitos fatores, tais quais a rigidez da estrutura, a intensidade e tipos de carregamento, a profundidade de assentamento, o tipo de solo e a estratificação do terreno. Dos fatores relacionados, os mais importantes são as características das cargas aplicadas, a medida em que a resultante das pressões deve ser igual e oposta à resultante das cargas, e a rigidez relativa estrutura-solo. Ainda com relação à rigidez e quanto à forma de expressá-la no caso de placas como radiers e sapatas, não há uma expressão de caráter geral, mas algumas propostas com maior ou menor grau de

aceitação (Veloso 2002). Para placas retangulares, o índice de rigidez (K) pode ser expresso por:

$$K = \frac{E}{12E_s} \left(\frac{t}{L} \right)^3 \quad (4)$$

onde E = módulo de elasticidade do material, E_s = módulo de elasticidade do solo, L = lado da placa e t = espessura da placa (Schultze, apud Veloso 2002).

Devido às grandes dificuldades para a obtenção das propriedades mecânicas do solo que de fato representem o maciço envolvido em uma dada interação, o problema da simulação numérica e sua aplicação recai quase sempre na questão dos parâmetros de entrada no sistema. Quais ensaios a serem utilizados na obtenção de parâmetros geotécnicos adequados e confiáveis é uma questão reflexiva e permanente. Neste caso, a adoção de valores resistentes baseados apenas no ensaio de resistência à compressão simples (RCS) merece alguns comentários e considerações.

A curva tensão-deformação desenvolvida a partir destes ensaios deve ser usada com especial cuidado quando da determinação do módulo do solo para posterior entrada em análises numéricas, tais quais análises por elementos finitos, que são muito sensíveis a pequenas variações (Maine e Christopher 2001). Conforme Pinto (2002), os ensaios de RCS são os mais simples para a determinação da coesão das argilas embora não sejam os mais indicados, pois são muito alterados pelos efeitos da amostragem e do armazenamento. Além disto, por serem realizados rapidamente, dão resultados em muitas ocasiões maiores do que os correspondentes às velocidades de carregamento reais. Isto pode explicar os resultados obtidos para o parâmetro atrito, com valores elevados nas camadas de argila mole.

A fim de mostrar as dificuldades em analisar aspectos de interação estrutura-solo, apresenta-se a seguir uma breve simulação manual admitindo os módulos de elasticidade estimados pelo ensaio RCS e pela correlação com o N_{spt} .

Considerando que a RCS média das duas primeiras camadas é de 20 kPa, o recalque

elástico médio na superfície do radier flexível, pode ser estimado pela expressão (Das 1999).

$$H_e = \frac{\sigma_s B (1 - \nu^2)}{E} I_6 \quad (5)$$

Adotando-se os valores $\sigma_s = 10$ kPa, $\nu = 0,4$, $E = 751$ kPa, $B = 400$ cm e $I_6 = 0,954$, o recalque elástico calculado é $H_e = 44,7$ mm, valor muito acima do obtido pelas análises numéricas para o caso real de carregamento.

Admitindo-se que o módulo E seja estimado a partir da Equação 3, seu novo valor será da ordem de 2800 kPa, para $N_{spt} = 2$. Assim, a nova avaliação do recalque elástico é $H_e = 13,464$ mm, muito próximo ao valor médio obtido (13,475 mm) pelas análises numéricas e para o tipo usual de carregamento em uma habitação de pequeno porte, de forma específica para o “Caso 1”. Este resultado tem qualidade aparente, a medida em que os módulos adotados nas simulações computacionais foram retirados dos ensaios de RCS.

Adotando-se $E = 2800$ kPa na Equação 5, o recalque elástico é $H_e = 11,47$ mm, valor 17 % superior à média dos recalques mínimos para o mesmo carregamento.

6.4 Análise dos resultados das simulações

A inter-relação entre os valores resumidos nas Tabela 5, 6 e 7 confirma a importância da intensidade e distribuição do carregamento em análises de interação estrutura-solo.

Para os carregamentos dos casos 1 e 5, com carga média de $9,4$ kN/m², os valores obtidos para os recalques totais e diferenciais máximos são pequenos, sendo as distorções compatíveis com o tipo da obra e de acordo com as preconizadas, mesmo que no caso 5 tenha sido adicionada uma carga excêntrica com valor de $3,0$ kN/m².

Para os carregamentos dos casos 2, 3 e 4, com cargas médias de $12,75$ kN/m², $10,25$ kN/m² e $8,75$ kN/m² respectivamente, os valores obtidos para os recalques totais e diferenciais máximos são aceitáveis e as distorções incompatíveis com valores preconizados. Este fato se deve em parte à intensidade da carga excêntrica e às baixas

condições de suporte do terreno modelado. Vale observar ainda que a maior distorção ocorreu na carga média menor (caso 4), talvez pela presença das cargas lineares externas, ausência das cargas lineares internas e também pela carga distribuída excêntrica, ou seja, pela existência de um gradiente de carregamento elevado. A ausência de alvenarias e cobertura, partes integrantes da construção, por certo dará aos radiers uma menor rigidez, provocando condições desfavoráveis e irreais. Este fato será levado em conta nas análises futuras.

7 CONCLUSÕES

Como já mencionado, este trabalho faz parte de um projeto de pesquisa experimental, ainda em fase incipiente, e devido as dificuldades encontradas em modelar o conjunto, pode-se dizer que seu objetivo está sendo alcançado.

A falta de ensaios mais elaborados até este momento deve-se, além do pouco tempo disponível, à prioridade dada ao experimento em si, com a construção e início de acompanhamento do desempenho dos protótipos. Desta forma, espera-se obter algumas informações reais do conjunto estrutura-solo nas condições experimentais.

Os autores reforçam a importância do monitoramento para que os métodos de análise possam ser ajustados às condições locais, aumentando a base de dados disponível e melhorando as relações entre a previsão e o real desempenho de nossas obras. Assim, espera-se que a atividade harmônica entre projetistas, executores e clientes possa ser beneficiada com obras mais baratas e mais duráveis.

Para finalizar, pretende-se ampliar a discussão de como conduzir o experimento no campo, envolvendo cargas, velocidades, medidas, etc., convergindo aos resultados a serem medidos nos protótipos

AGRADECIMENTOS

Os autores registram os seus agradecimentos à Pontifícia Universidade Católica do Paraná pela cessão da área experimental, aos profs. Manoel Justino Filho, Jorge Silka Pereira, Gilberto Gogola, Rogério F. Puppi, Iseu R. Losso, Teresa Santana e Emanuel Maranha das Neves,

aos engs. Edson T. Nachi, Marcelo Furukawa e Marcelo Fontoura Lass, às empresas Técnica Pré-moldados Ltda., Engemix SA., JACP ME., In Situ Geotecnia Ltda. e Escoll Engenharia de Solos e Concretos Ltda. e aos alunos Luiz F. de Oliveira Filho, Rafael Knaut e Tony Edson Fernandes pelo apoio oferecido.

REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. MB 3336: solo - ensaio de adensamento unidimensional, Rio de Janeiro, 1990.
- Burland, J. B.; Wroth, C. P (1982) Recalques de edificações e o dano associado. Apresentado na Conferência sobre Recalques de Estruturas da "British Geotechnical Society, 04/1974. Tradução por: Eugênio Vertamatti e Elio Elias de Araújo. São Paulo, ABMS, Núcleo Regional SP.
- Cernica, J.N. (1995) *Geotechnical Engineering: Foundation Design*. New York: J. Wiley, p. 263.
- Das, B. M. (1999) *Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement*.
- Grant et. al. (1974) Differential settlement of buildings, J. Geotech. Eng. Div., ASCE.
- Hachich et al. (1996) *Fundações: Teoria e Prática*. São Paulo: Pini, p. 253.
- Instituton of Structural Engineers (1989) *Soil-structure interaction: the real behaviour of structures*, London.
- Kany, M., El Gendy, M., El Gendy, A. (2002) *ELPLA 8.0: Analisis of slab foudation*. Zindorf. Germany.
- Maine, P. W.; Christopher, B. R. (2001) *Manual on Subsurface Investigations*, National Highway Institute, Federal Highway Administration, Washington. cap. 7 – p.18.
- Pinto, C. de S. (2002) *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas*, 2. ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, p. 316.
- Skempton, A. W., and MacDonald, D. H. (1956) The allowable settlement of buildings, in Proc. of Institute of Civil Engineering, 5, Part III.
- Veloso, D.A.; Lopes, F.R. (2002) *Fundações*. 3.ed., Rio de Janeiro, RJ, COPPE/UFRJ.

2 Ensaio de laboratório e parâmetros de resistência

TABELA A.1 – ENSAIO DE RCS NA COTA -0,5 m

Comp. CP	Leit. Anel	Cal. Anel	Carga	Área CP	Altur. CP	Def. Esp.	σ
(mm)	(mm)	(N)	(N)	(cm ²)	(mm)	(ϵ)	(kPa)
0,00	0,0	2,06	0,00	9,348	80	0,0000	0,00
0,10	0,0	2,06	0,00	9,348	80	0,0013	0,00
0,20	0,1	2,06	0,21	9,348	80	0,0025	0,22
0,30	0,3	2,06	0,62	9,348	80	0,0038	0,66
0,40	0,8	2,06	1,65	9,348	80	0,0050	1,76
0,50	1,0	2,06	2,06	9,348	80	0,0063	2,20
0,60	1,5	2,06	3,09	9,348	80	0,0075	3,31
0,70	2,0	2,06	4,12	9,348	80	0,0088	4,41
0,80	2,3	2,06	4,74	9,348	80	0,0100	5,07
0,90	2,9	2,06	5,97	9,348	80	0,0113	6,39
1,00	3,2	2,06	6,59	9,348	80	0,0125	7,05
1,20	4,2	2,06	8,65	9,348	80	0,0150	9,26
1,40	5,1	2,06	10,51	9,348	80	0,0175	11,24
1,60	6,4	2,06	13,18	9,348	80	0,0200	14,10
1,80	7,5	2,06	15,45	9,348	80	0,0225	16,53
2,00	8,2	2,06	16,89	9,348	80	0,0250	18,07
2,20	9,0	2,06	18,54	9,348	80	0,0275	19,83
2,40	8,2	2,06	16,89	9,348	80	0,0300	18,07
2,60	7,0	2,06	14,42	9,348	80	0,0325	15,43
2,80	5,1	2,06	10,51	9,348	80	0,0350	11,24
3,00	4,0	2,06	8,24	9,348	80	0,0375	8,81
3,20	3,6	2,06	7,42	9,348	80	0,0400	7,93
3,40	3,0	2,06	6,18	9,348	80	0,0425	6,61

TABELA A.2 – ENSAIO DE RCS NA COTA -1,0 m

Comp. CP	Leit. Anel	Cal. Anel	Carga	Área CP	Altur. CP	Def. Esp.	σ
(mm)	(mm)	(N)	(N)	(cm ²)	(mm)	(ϵ)	(kPa)
0,00	0,0	2,06	0,00	9,348	80	0,0000	0,0000
0,10	0,1	2,06	0,21	9,348	80	0,0013	0,2204
0,20	0,3	2,06	0,62	9,348	80	0,0025	0,6611
0,30	0,8	2,06	1,65	9,348	80	0,0038	1,7629
0,40	0,9	2,06	1,85	9,348	80	0,0050	1,9833
0,50	1,1	2,06	2,27	9,348	80	0,0063	2,4240
0,60	1,4	2,06	2,88	9,348	80	0,0075	3,0852
0,70	1,9	2,06	3,91	9,348	80	0,0088	4,1870
0,80	2,0	2,06	4,12	9,348	80	0,0100	4,4074
0,90	2,6	2,06	5,36	9,348	80	0,0113	5,7296
1,00	3,0	2,06	6,18	9,348	80	0,0125	6,6110
1,20	4,0	2,06	8,24	9,348	80	0,0150	8,8147
1,40	5,1	2,06	10,51	9,348	80	0,0175	11,2388
1,60	6,8	2,06	14,01	9,348	80	0,0200	14,9850
1,80	8,0	2,06	16,48	9,348	80	0,0225	17,6294
2,00	9,0	2,06	18,54	9,348	80	0,0250	19,8331
2,20	9,4	2,06	19,36	9,348	80	0,0275	20,7146
2,40	9,2	2,06	18,95	9,348	80	0,0300	20,2739
2,60	8,5	2,06	17,51	9,348	80	0,0325	18,7313
2,80	7,6	2,06	15,66	9,348	80	0,0350	16,7480
3,00	5,7	2,06	11,74	9,348	80	0,0375	12,5610
3,20	4,6	2,06	9,48	9,348	80	0,0400	10,1369
3,40	1,5	2,06	3,09	9,348	80	0,0425	3,3055

TABELA A.3 – ENSAIO DE RCS NA COTA -1,5 m

Comp. CP	Leit. Anel	Cal. Anel	Carga	Área CP	Altur. CP	Def. Esp.	σ
(mm)	(mm)	(N)	(N)	(cm ²)	(mm)	(ϵ)	(kPa)
0,00	0,0	2,06	0,00	9,348	80	0,0000	0,0000
0,10	0,5	2,06	1,03	9,348	80	0,0013	1,1018
0,20	1,0	2,06	2,06	9,348	80	0,0025	2,2037
0,30	1,6	2,06	3,30	9,348	80	0,0038	3,5259
0,40	3,1	2,06	6,39	9,348	80	0,0050	6,8314
0,50	5,1	2,06	10,51	9,348	80	0,0063	11,2388
0,60	8,2	2,06	16,89	9,348	80	0,0075	18,0702
0,70	10,1	2,06	20,81	9,348	80	0,0088	22,2572
0,80	12,0	2,06	24,72	9,348	80	0,0100	26,4442
0,90	14,0	2,06	28,84	9,348	80	0,0113	30,8515
1,00	15,2	2,06	31,31	9,348	80	0,0125	33,4959
1,20	18,0	2,06	37,08	9,348	80	0,0150	39,6662
1,40	20,0	2,06	41,20	9,348	80	0,0175	44,0736
1,60	21,0	2,06	43,26	9,348	80	0,0200	46,2773
1,80	21,7	2,06	44,70	9,348	80	0,0225	47,8199
2,00	21,8	2,06	44,91	9,348	80	0,0250	48,0402
2,20	21,0	2,06	43,26	9,348	80	0,0275	46,2773
2,40	20,2	2,06	41,61	9,348	80	0,0300	44,5143
2,60	19,8	2,06	40,79	9,348	80	0,0325	43,6329
2,80	18,6	2,06	38,32	9,348	80	0,0350	40,9884
3,00	17,9	2,06	36,87	9,348	80	0,0375	39,4459

3 Ensaios de laboratório e parâmetros de compressibilidade

Os parâmetros de compressibilidade foram determinados através da realização de ensaios de adensamento unidimensional inundados, referentes às profundidades de 0,5 m, 1,0 m e 1,5 m.

TABELA A.4 – ENSAIO DE ADENSAMENTO NA COTA -0,5 m

Tensão	Leit. Final	Dif. Leit.	Σ leit.	Ht - Σ leit.	2H-2H ₀	e
(kPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	*-*
0,00	9,300	*-*	*-*	20,000	8,5378	0,7449
12,5	9,122	0,178	0,178	19,822	8,3598	0,7293
12,5	9,124	-0,002	0,176	19,824	8,3618	0,7295
25	9,021	0,103	0,279	19,721	8,2588	0,7205
50	8,830	0,191	0,470	19,530	8,0678	0,7039
100	8,550	0,280	0,750	19,250	7,7878	0,6794
200	8,158	0,392	1,142	18,858	7,3958	0,6452
400	7,655	0,503	1,645	18,355	6,8928	0,6014
800	7,055	0,600	2,245	17,755	6,2928	0,5490
1600	6,370	0,685	2,930	17,070	5,6078	0,4892
400	6,568	-0,198	2,732	17,268	5,8058	0,5065
100	6,772	-0,204	2,528	17,472	6,0098	0,5243
12,5	7,141	-0,369	2,159	17,841	6,3788	0,5565

TABELA A5 – ENSAIO DE ADENSAMENTO NA COTA -1 m¹

Tensão	Leit. Final	Dif. Leit.	Σ leit.	Ht - Σ leit.	2H-2H ₀	e
(kPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	*-*
0,00	9,370	*-*	*-*	20,000	14,2425	2,4737
12,5	9,151	0,219	0,219	19,781	14,0235	2,4357
12,5	9,150	0,001	0,220	19,780	14,0225	2,4355
25	8,886	0,264	0,484	19,516	13,7585	2,3897
50	8,302	0,584	1,068	18,932	13,1745	2,2882
100	7,168	1,134	2,202	17,798	12,0405	2,0913
200	5,729	1,439	3,641	16,359	10,6015	1,8413
400	4,090	1,639	5,280	14,720	8,9625	1,5567
800	2,526	1,564	6,844	13,156	7,3985	1,2850
1600	1,002	1,524	8,368	11,632	5,8745	1,0203

NOTA: ¹Valores obtidos com a caracterização realizada pelo LAME (Laboratório de materiais e estruturas da UFPR)

TABELA A6 – ENSAIO DE ADENSAMENTO NA COTA -1,5 m

Tensão	Leit. Final	Dif. Leit.	Σ leit.	Ht - Σ leit.	2H-2H ₀	e
(kPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	*_*
0,00	9,440	*_*	*_*	20,000	12,7178	1,7464
12,5	9,336	0,104	0,104	19,896	12,6138	1,7321
12,5	9,351	-0,015	0,089	19,911	12,6288	1,7342
25	9,287	0,064	0,153	19,847	12,5648	1,7254
50	9,118	0,169	0,322	19,678	12,3958	1,7022
100	8,742	0,376	0,698	19,302	12,0198	1,6506
200	7,858	0,884	1,582	18,418	11,1358	1,5292
400	6,557	1,301	2,883	17,117	9,8348	1,3505
800	4,883	1,674	4,557	15,443	8,1608	1,1207
1600	3,150	1,733	6,290	13,710	6,4278	0,8827
400	3,798	-0,648	5,642	14,358	7,0758	0,9717
100	4,551	-0,753	4,889	15,111	7,8288	1,0751
12,5	5,701	-1,150	3,739	16,261	8,9788	1,2330
50	5,577	0,124	3,863	16,137	8,8548	1,2160
100	5,334	0,243	4,106	15,894	8,6118	1,1826
200	4,927	0,407	4,513	15,487	8,2048	1,1267
400	4,37	0,557	5,070	14,930	7,6478	1,0502
800	3,74	0,630	5,700	14,300	7,0178	0,9637
1600	2,95	0,790	6,490	13,510	6,2278	0,8552
2400	2,15	0,800	7,290	12,710	5,4278	0,7454

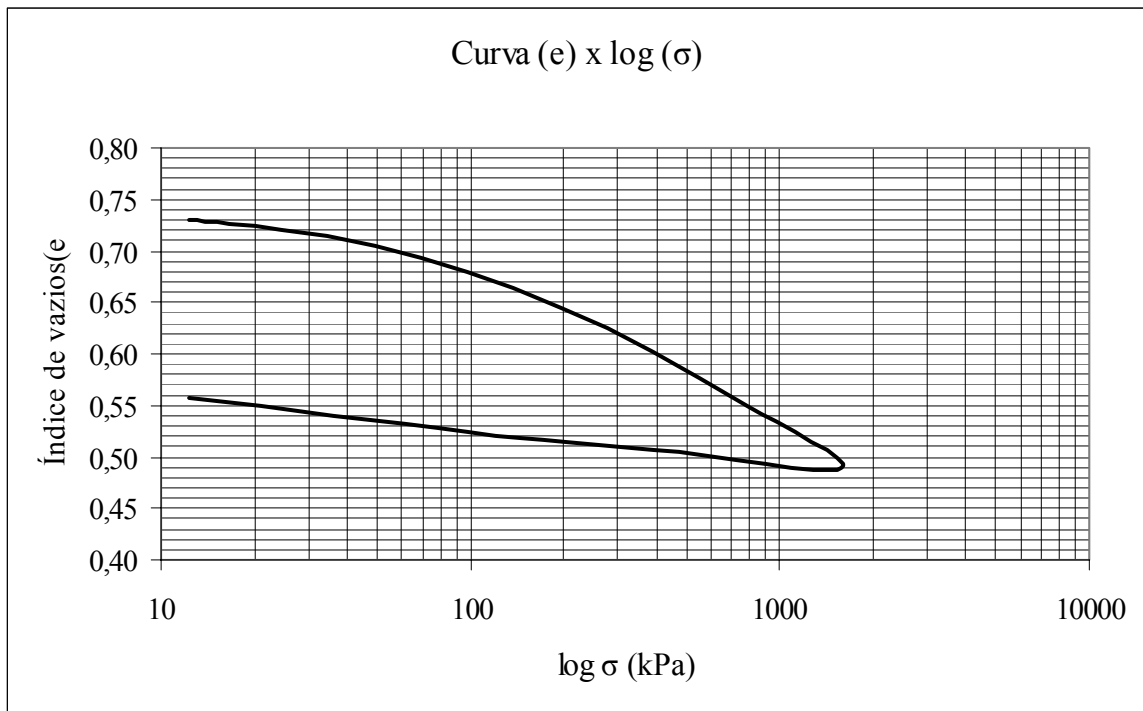


FIGURA A1 – ENSAIO DE ADENSAMENTO NA COTA -0,5 m

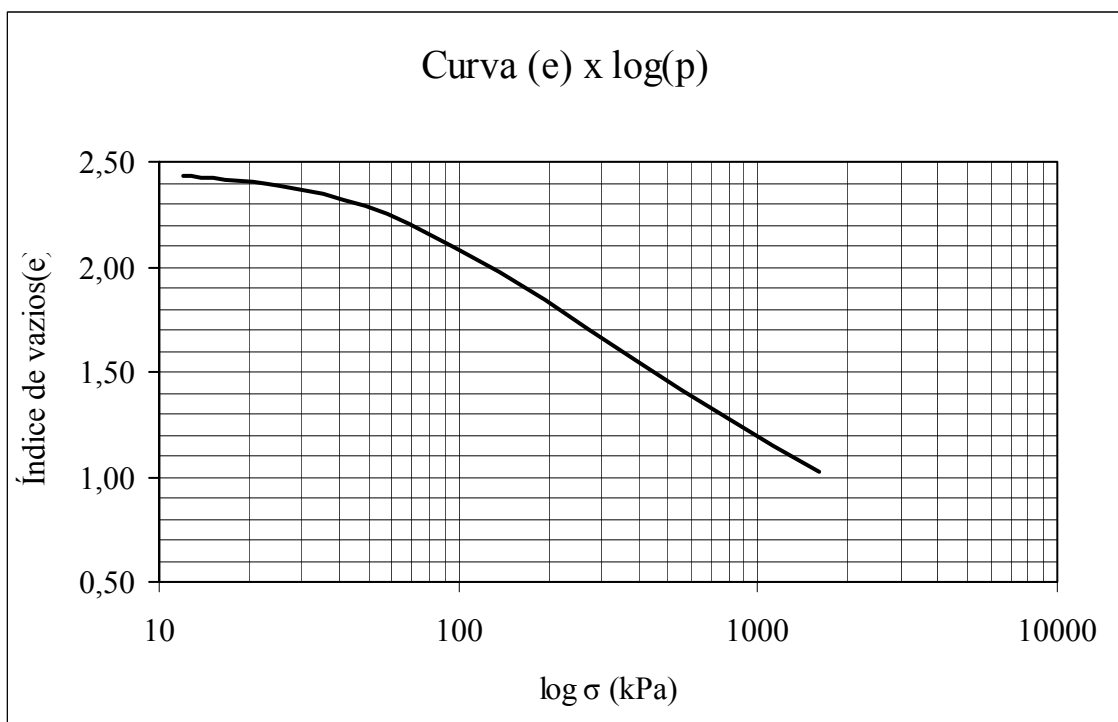


FIGURA A2 – ENSAIO DE ADENSAMENTO NA COTA -1 m

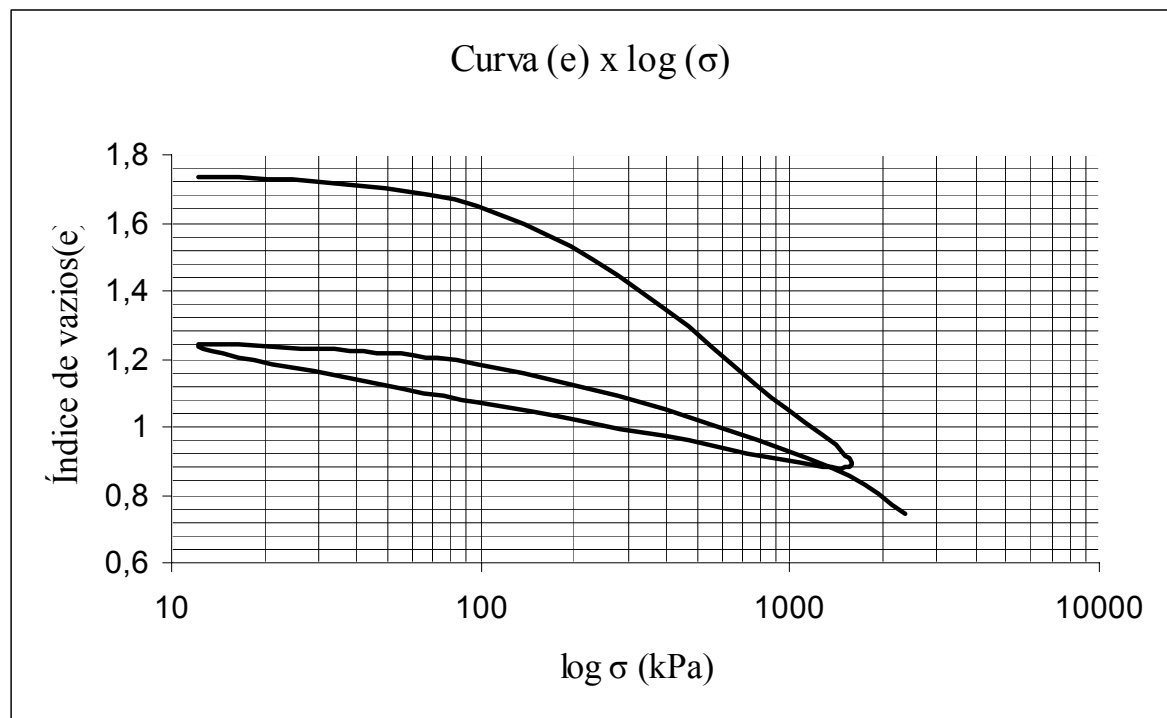


FIGURA A3 – ENSAIO DE ADENSAMENTO NA COTA -1,5 m

TABELA A7 – MODULOS EDOMÉTRICOS NA COTA -0,5 m

σ	$\Delta\sigma$	e_0	e	Δe	$1+e_0$	e_v	m_v	E_{oed}
kPa	kPa	*_*	*_*	*_*	*_*	*_*	m ³ /kN	kPa
12,5	*_*	0,74	0,729	*_*	1,74	*_*	*_*	*_*
25	12,26	0,74	0,721	0,008	1,74	0,005	0,0004	2725,5
50	24,51	0,74	0,704	0,017	1,74	0,010	0,0004	2565,1
100	49,04	0,74	0,679	0,025	1,74	0,014	0,0003	3488,6
200	98,06	0,74	0,645	0,034	1,74	0,019	0,0002	5130,3
400	196,14	0,74	0,601	0,044	1,74	0,025	0,0001	7928,6
800	392,26	0,74	0,549	0,052	1,74	0,030	0,0001	13417,7
1600	784,53	0,74	0,489	0,06	1,74	0,034	0,0000	23257,3
400	-1176,79	0,74	0,507	-0,018	1,74	-0,010	0,0000	116286,7
100	-294,20	0,74	0,524	-0,017	1,74	-0,010	0,0000	30781,8
12,5	-85,74	0,74	0,556	-0,032	1,74	-0,018	0,0002	4769,6

TABELA A8 – MODULOS EDOMÉTRICOS NA COTA -1,0 m

σ	$\Delta\sigma$	e_0	e	Δe	$1+e_0$	e_v	m_v	$E_{oed.}$
kPa	kPa	*_*	*_*	*_*	*_*	*_*	m ³ /kN	kPa
12,5	*_*	2,46	2,56	*_*	3,46	*_*	*_*	*_*
25	12,26	2,46	2,51	0,05	3,46	0,014	0,0011	920,9
50	24,51	2,46	2,40	0,11	3,46	0,030	0,0012	824,4
100	49,04	2,46	2,20	0,20	3,46	0,059	0,0012	848,7
200	98,06	2,46	1,94	0,26	3,46	0,075	0,0007	1336,9
400	196,14	2,46	1,65	0,29	3,46	0,085	0,0004	2355,5
800	392,26	2,46	1,37	0,28	3,46	0,081	0,0002	4929,0
1600	784,53	2,46	1,09	0,27	3,46	0,079	0,0001	10109,8

TABELA A9 – MODULOS EDOMÉTRICOS NA COTA -1,5 m

Σ	$\Delta\sigma$	e_0	e	Δe	$1+e_0$	e_v	m_v	$E_{oed.}$
kPa	KPa	*_*	*_*	*_*	*_*	*_*	m ³ /kN	kPa
12,5	*_*	1,75	1,73	*_*	2,75	*_*	*_*	*_*
25	12,26	1,75	1,73	0,01	2,75	0,003	0,0003	3742,8
50	24,51	1,75	1,70	0,02	2,75	0,008	0,0003	2928,0
100	49,04	1,75	1,65	0,05	2,75	0,019	0,0004	2642,0
200	98,06	1,75	1,53	0,12	2,75	0,044	0,0005	2208,4
400	196,14	1,75	1,35	0,18	2,75	0,065	0,0003	3027,6
800	392,26	1,75	1,12	0,23	2,75	0,084	0,0002	4686,0
1600	784,53	1,75	0,88	0,24	2,75	0,087	0,0001	9057,0
400	-1176,79	1,75	0,972	-0,09	2,75	-0,032	0,0000	36329,8
100	-294,2	1,75	1,075	-0,10	2,75	-0,037	0,0001	7848,0
12,5	-85,81	1,75	1,233	-0,16	2,75	-0,058	0,0007	1492,2
50	36,77	1,75	1,216	0,02	2,75	0,006	0,0002	5942,9
100	49,04	1,75	1,183	0,03	2,75	0,012	0,0002	4083,1
200	98,06	1,75	1,127	0,06	2,75	0,020	0,0002	4811,2
400	196,14	1,75	1,05	0,08	2,75	0,028	0,0001	6998,9
800	392,26	1,75	0,964	0,09	2,75	0,031	0,0001	12532,3
1600	784,53	1,75	0,855	0,11	2,75	0,040	0,0001	19775,9
2400	784,54	1,75	0,745	0,11	2,75	0,040	0,0001	19596,4

TABELA A10 – PARÂMETROS DO ENSAIO DE ADENSAMENTO

Amostras	Nº	1	2	3
Compressibilidade	Prof (m)	0,5	1,0	1,5
γ_{nat}	(kN/m ³)	18,33	11,09	15,04
σ'_{vm}	(kPa)	117,68	54,92	176,52
Cc	*-*	0,180	0,92	0,78
Cs	*-*	0,037	0,27	0,17
e ₀	*-*	0,744	2,596	1,748
Eed	(kPa)	2645	872	3335
Cv	(cm ² /s)	*-*	*-*	1,6x10 ⁻³

4 Previsão de recalques por adensamento

TABELA A11 – RECALQUES POR ADENSAMENTO

γ_{nat}	Z _m	H _c	e ₀	C _s	Σ'_{v0}	σ_a	σ_f	σ'_{vm}	Δw
(kN/m ³)	(m)	(m)	*-*	*-*	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(mm)
18,33	0,25	0,50	0,74	0,037	4,58	9,46	14,04	117,68	5,17
11,09	0,75	0,50	2,46	0,270	11,94	9,46	21,40	54,92	9,89
5,23	1,25	0,50	1,74	0,173	16,02	9,27	25,29	176,52	6,26
5,23	2,25	1,50	1,74	0,173	21,25	8,51	29,76	176,52	13,85
$\Sigma \Delta w$									35,17

NOTA: Pressão aplicada pelo radier na superfície igual a 9,46 kPa

TABELA A12 – RECALQUES POR ADENSAMENTO

γ_{nat}	Z _m	H _c	e ₀	C _s	σ'_{v0}	σ_a	σ_f	σ'_{vm}	Δw
(kN/m ³)	(m)	(m)	*-*	*-*	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(mm)
18,33	0,25	0,50	0,74	0,037	4,58	14,71	19,29	117,68	6,64
11,09	0,75	0,50	2,46	0,270	11,94	14,71	26,65	54,92	13,61
5,23	1,25	0,50	1,74	0,173	16,02	14,41	30,43	176,52	8,80
5,23	2,25	1,50	1,74	0,173	21,25	13,23	34,48	176,52	19,91
$\Sigma \Delta w$									48,96

NOTA: Pressão aplicada pelo radier na superfície = 14,71 kPa o w = 41,66 mm

γ_{nat} = peso específico natural ou submerso retirado da caracterização

Z_m = profundidade média considerada na camada

H_c = espessura da camada

e_0 = índice de vazios inicial retirado da caracterização

C_s = índice de recompressão retirado da curva de adensamento no intervalo entre 12,26 kPa e 122,58 kPa calculado por ORTIGÃO ((Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, 2º ed. , pg. 134-141, 1991)

σ'_{v0} = pressão efetiva no centro da camada

σ_a = pressão média aplicada pelo radier na profundidade média calculada por FADUN apud VELOSO (2002): A1.5 Ábaco para cálculo de tensões sob o canto de área retangular carregada. (Fadun, R. E., 1948, Influence values for estimating stresses in elastic foundations, Proceedings, 2nd. ICSMFE, Rotterdam)

σ_f = pressão efetiva final no centro da camada

σ'_{vm} = pressão de pré-adensamento retirada da curva de adensamento por Pacheco Silva (ABNT – MB 3336, 1990)

Δw = recalque na camada calculado por ORTIGÃO (Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, 2º ed. , pg. 134-141, 1991)


$\Sigma \Delta w$ = recalque total

5 Resumo da parametrização geotécnica

TABELA A13 – PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Amostras	Nº	1	2	3
Caracterização	Prof (m)	0,5	1,0	1,5
h_{nat}	(%)	29,89	92,58	66,81
δ	*_*	2,51	2,11	2,53
LL	(%)	NI	42	56
LP	(%)	NI	26	40
IP	*_*	*_*	16	16
S	(%)	100,0	100,0	96,5
Amostras	Nº	1	2	3
Resistência	Prof (m)	0,5	1,0	1,5
γ_{nat}	(kN/m ³)	17,17	11,11	15,20
RCS	(kPa)	19,83	20,71	48,04
E	(kPa)	721	753	1922
Su	(kPa)	9,92	10,35	24,02
ϕ	(°)		0	0
Amostras	Nº	1	2	3
Compressibilidade	Prof (m)	0,5	1,0	1,5
γ_{nat}	(kN/m ³)	18,33	11,09	15,04
σ'_{vm}	(kPa)	117,68	54,92	176,52
Cc	*_*	0,180	0,92	0,78
Cs	*_*	0,037	0,27	0,17
Eed	(kPa)	2645	872	3335
Cv	(cm ² /seg)	*_*	*_*	1,6x10 ⁻³

6 Certificado de calibração do nível pela RBC



Ayrton Bandeira
Equipamentos Topográficos

Curitiba, 08 de abril de 2004

TOPOL SERVIÇOS TOPOGRÁFICOS LTDA
Rua Antônio C. Rodrigues, 128
Curitiba - PR

CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO


Nº.011/2004

Declaramos para os devidos fins que se fizerem necessários que o equipamento abaixo citado foi devidamente testado e aferido em nosso Laboratório Técnico de acordo com os procedimentos internos da Ayrton Bandeira Equipamentos Topográficos.

**NÍVEL MARCA WILD MODELO NA-2 Nº 188498
COM PLACA PLANO PARALELA MARCA WILD
MODELO GPM-1 Nº 14472**

- * Revisão geral e aferição
- * Aferição do compensador (automático) de acordo com especificação técnica do fabricante
- * Fechamento de nivelamento dentro da tolerância do fabricante de 2,0mm em 1Km de duplo nivelamento
- * Fio estandimétrico com constante de multiplicação 100, constante de adição 0.

1. Responsável técnico pelo serviço
AYRTON BANDEIRA
2. Número e data do Certificado
011/2004 08/04/2004
3. Instrumento padrão empregado na aferição
Colimador ótico marca FUJI, calibrado com certificados número CM67055/03 e CCM67056/03, pela CEIME com validade até 08/2004.
4. Procedimento de aferição / calibração (identificação)
Norma DIN 18723
5. Validade deste certificado
6 (seis) meses, desde que o equipamento seja utilizado dentro das normas do fabricante.



AYRTON BANDEIRA

Rua Piquiri, 496 - Rebouças
80230-140 - Curitiba - PR
Fone / Fax (41) 333-3796
e-mail: ayrtonbandeira@yahoo.com.br

7 Especificações de materiais, máquinas e equipamentos

7.1 Análise laboratorial do bloco de concreto do tipo paver

Ensaio realizado: dimensões do bloco, peso seco e peso úmido.

Especificação de equipamentos

- Balança eletrônica:
 - Marca: Toledo
 - Modelo: 2090 XIIC
 - Série: 97337105 RY
 - Ano fabricação : 1997
 - Carga máxima: 20 kg
 - Carga mínima: 50 g
 - Menor divisão: 2 g
 - Port. INMETRO 030/93
 - Plaqueta metálica do INMETRO: nº 8.061.158
- Paquímetro digital:
 - Marca: Starrett Brasil
 - Cat. Nº: 727.12/300
 - Capacidade: 300 mm
 - Resolução: 0,01 mm
 - Bateria: SR 44
 - Nº série: 01/59739

1. Dimensões

Foram retirados dois blocos para representar o lote. Como a mesma dimensão do bloco apresentava variação, foram realizadas duas leituras para cada dimensão do bloco, tendo como resultados:

TABELA A14 – CALIBRAÇÃO DOS BLOCOS
(PAVERS)

Dimensões				
Amostra	Altura	Largura	Comprimento	Volume
Nº	(mm)	(mm)	(mm)	(m ³)
Bloco 1	80,7	104,15	211,2	
	80,3	104,61	210,3	
Média	80,5	104,38	210,8	0,0018
Bloco 2	79,7	105,11	209,3	
	80,3	104,26	209,8	
Média	80,0	104,69	209,5	0,0018

2. Peso seco e peso úmido

Das duas amostras analisadas, o bloco 1 estava seco, sendo pesado e submerso em tanque com água por 36 horas. Já o bloco 2 estava úmido, sendo retirado do interior do palete e pesado diretamente, tendo como resultados:

TABELA A15 – CALIBRAÇÃO DO PESO DOS BLOCOS (PAVERS)

Amostra	Peso Seco	Peso Úmido	Peso de Água	Teor de Umidade
Nº	(N)	(N)	(N)	(%)
Bloco 1	38,15	38,63	0,48	1,26
Bloco 2	*_*	37,28	*_*	*_*

NOTA: Considerando os três valores, a média foi de 38,02 N por bloco de concreto.

8 Comparativo dos custos entre duas soluções para a fundação

A fim de atender o propósito da pesquisa, não se pode deixar de fazer um breve comentário sobre o custo da solução proposta. Para tanto, simulou-se uma solução com estacas broca de 0,15 m de diâmetro e 1,5 m de comprimento, espaçadas de 2,0 m ao longo de um perímetro construído de 24 m (9 estacas), sob viga baldrame de concreto armado com seção transversal de 0,15 m x 0,20 m e contrapiso de 0,05 m de espessura executado em uma área de 12,4 m² (16 m² menos a área superior da viga). Nesse caso, considerando apenas o material “concreto”, o volume final da solução com estacas broca é de 1,57 m³ ou 23% superior ao volume da solução com radier, que é de 1,28 m³. Outras considerações podem ser feitas tais quais área de formas, mão de obra e quantidade de aço. Formas para o radier (1,6 m²), por exemplo para este caso, representam apenas 17% da solução com viga baldrame sobre estacas broca ou 67% se a viga for enterrada em 0,15 m, utilizando o solo como forma.

9 Leituras complementares no radier 2

Em tempo, reportando-se à leitura topográfica realizada em 25/08/2004, portanto 49 dias (1176 horas) após a última leitura originalmente prevista, houve crescimento médio dos recalques sob o radier 2, carregado com a carga tipo 2, de 0,88 mm, concomitante com o levantamento médio de 1,73 mm no radier 1, descarregado. Essas medidas indicaram o crescimento do recalque final médio no radier 2 de 1,044 mm para 1,924 mm e a inversão do movimento médio medido no radier 1 de 0,467 mm para -1,26 mm. Equalizando-se os tempos de carregamento da carga tipo 2 entre os radiers (Tabela 3.11, pg. 102), calcula-se que o recalque final médio no radier 2 é de 1,33 mm, representando 59% do recalque final médio medido no radier 1 (2,26 mm). Esse resultado mostra a contribuição efetiva das colunas de areia como método de melhoramento do solo, a despeito do radier 1 ter sido anteriormente carregado com a carga tipo 1.

Outro aspecto interessante observado nessas medidas foi a estabilização dos pinos posicionados no centro dos radiers (P9 e P18).

10 Ensaios de validação dos perfis adotados

Em 30/08/2004 realizaram-se ensaios CPTU e VANE TEST, tão próximos à área de implantação dos radiers de forma a serem representativos quanto distantes, de forma a não sofrerem a influência do carregamento realizado. Os resultados confirmaram a condição desfavorável do subsolo, já anteriormente testado, retificando o perfil como de argila mole até aproximadamente 4 metros de profundidade.

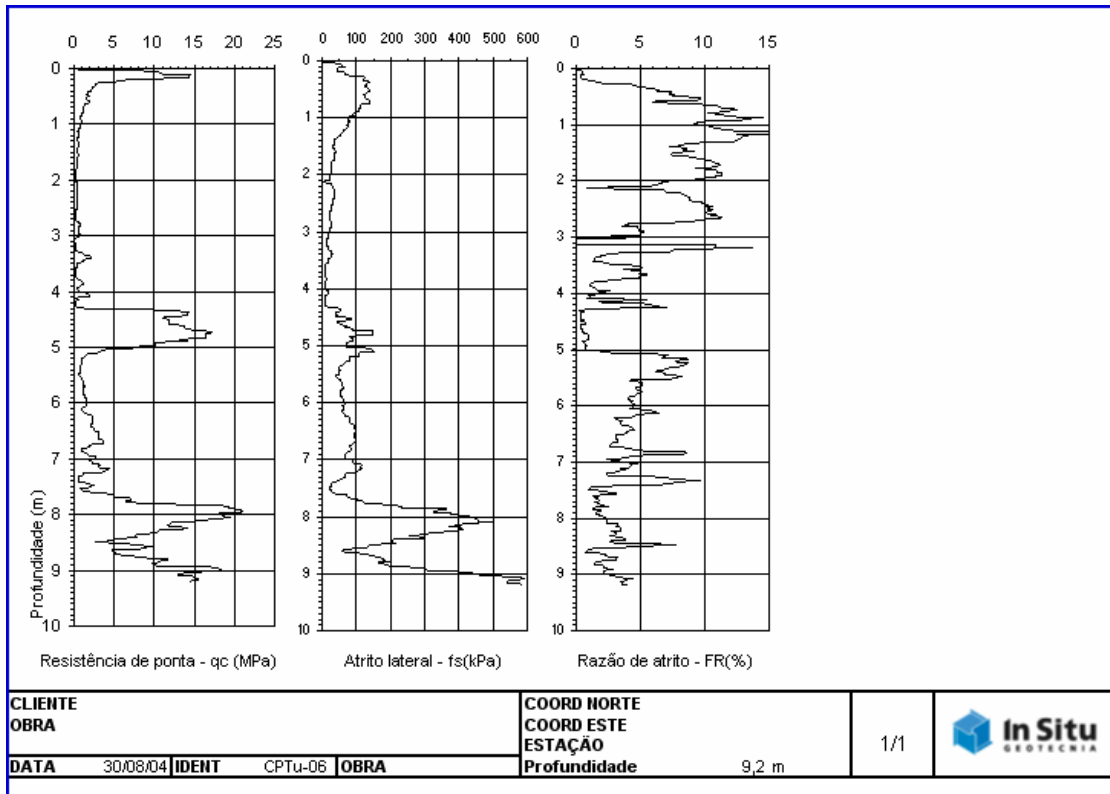


FIGURA A4 – PERFIL DO CPTU

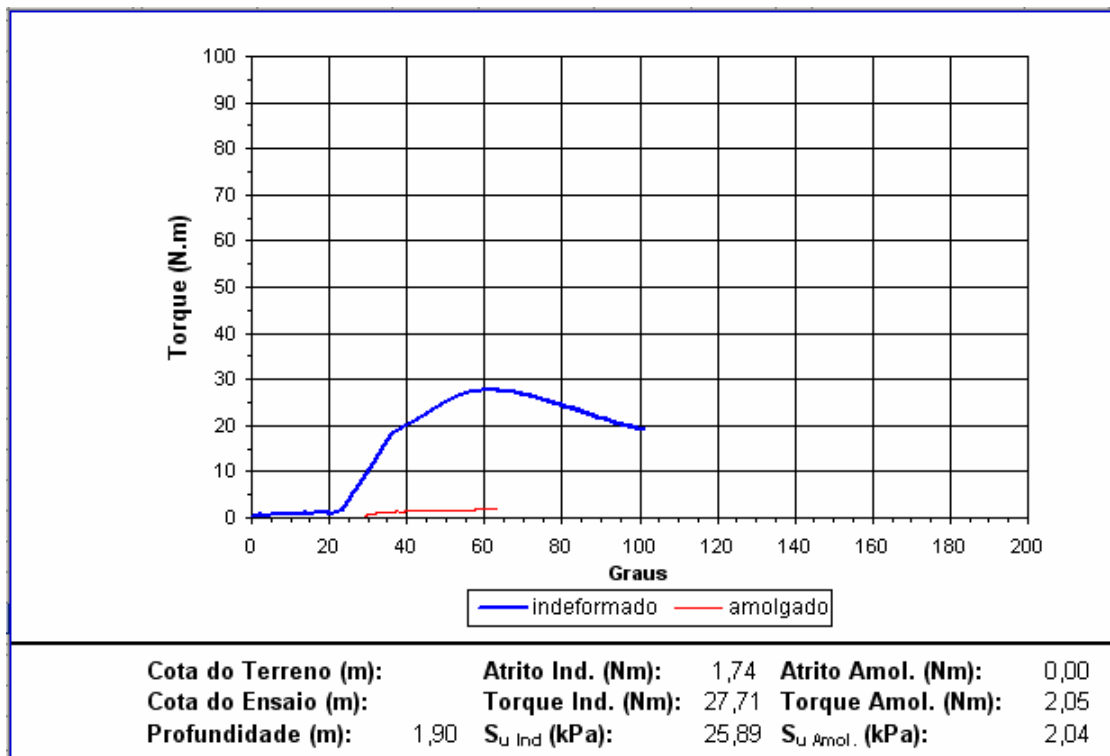


FIGURA A5 – RESULTADOS DO ENSAIO “VANE TEST”